

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS CON VIGAS
POSTENSADAS CON EL SISTEMA NO ADHERIDO.”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JOSE NARCISO ATALAYA VILLANUEVA

ASESOR

Dr. JAVIER PIQUE DEL POZO

LIMA - PERÚ

2019

ÍNDICE

RESUMEN	6
ABSTRACT	7
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS.....	10
LISTA DE SÍMBOLOS.....	15
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	18
1.1. GENERALIDADES	18
1.1.1. El Concreto Postensado	18
1.1.2. El Concreto Postensado con el Sistemas No adherido	18
1.1.3. Evolución histórica de los tendones no adheridos.	19
1.1.4. Sistema postensado no adherido y sus ventajas.	22
1.1.4.1. <i>La reducción de la carga muerta</i>	22
1.1.4.2. <i>Reducción de deflexiones y agrietamientos</i>	24
1.2. PROBLEMÁTICA.....	26
1.2.1. Ensayos por Marti y Thurlimann, 1975.....	27
1.2.2. Ensayos de la Oficina Nacional de Normas (NBS).....	27
1.2.3. Ensayos por Hemakon, Rongroj 1975	29
1.3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS POSTENSADAS.....	30
1.4. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS.	33
1.4.1. Objetivo general.....	33
1.4.2. Objetivo.....	33
1.5. HIPÓTESIS.....	33
CAPÍTULO II: PÓRTICOS CON VIGAS POSTENSADAS CON EL SISTEMA NO ADHERIDO.....	35
2.1. CONSIDERACIONES PREVIAS EN VIGAS POSTENSADAS.....	35
2.1.1. Predimensionamiento de elementos postensados.	35
2.1.2. Estimación de la fuerza postensora	35
2.1.3. Pérdidas en el postensado con el sistema no adherido	36
2.2. DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS CON EL SISTEMA NO ADHERIDO	39
2.2.1. Diseño en condiciones de servicio	40
2.2.2. Diseño en condiciones de resistencia última o rotura.....	43
2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS DÚCTILES	47
2.3.1. Características de las vigas en pórticos sísmicos	47

2.3.2.	Características de las columnas en pórticos de momento	50
2.4.	CONSIDERACIONES SÍSMICAS EN PÓRTICOS POSTENSADOS.	51
2.4.1.	Diseño sismorresistente de estructuras con pórticos postensados.	52
2.4.2.	Acero postensado no adherido en pórticos especiales.	53
2.4.2.1.	<i>Comportamiento a flexión</i>	53
2.4.2.2.	<i>Comportamiento al cortante</i>	54
CAPÍTULO III: DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS DE CONCRETO		
ARMADO Y POSTENSADO		
		55
3.1.	CONCEPTOS GENERALES DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO	55
3.1.1.	Diseño por Resistencia y Desempeño.....	55
3.1.2.	Tipos de análisis	56
3.1.3.	Niveles de desempeño.....	57
3.1.3.1.	<i>Propuesta del Comité VISION 2000 SEAOC</i>	57
3.1.3.2.	<i>Propuesta del ATC 40, FEMA 356</i>	58
3.1.4.	Desempeño esperado de la edificación.....	61
3.2.	DUCTILIDAD Y RÓTULAS PLÁSTICAS.....	64
3.2.1.	Deformación por curvatura	64
3.2.2.	Longitud de rótula plástica	65
3.2.3.	Definición y relaciones de ductilidad	65
3.2.3.1.	<i>Propiedades del material</i>	66
3.2.3.2.	<i>Propiedades de la sección</i>	66
3.2.3.3.	<i>Propiedades de los elementos estructurales</i>	66
3.2.3.4.	<i>Propiedad de los sistemas estructurales</i>	66
3.2.4.	Mecanismo de colapso, rótulas plásticas y longitud de plastificación	67
3.3.	MODELOS ESFUERZO Y DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES.....	69
3.3.1.	Concreto confinado - Modelo de Mander	69
3.3.2.	Acero de refuerzo no presforzado - Modelo de Mander.....	71
3.3.3.	Acero de refuerzo presforzado - No Adherido	72
3.4.	CURVA DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE DEMANDA.....	73
3.4.1.	Análisis Estático Incremental No Lineal o Pushover (AEINL)	73
3.4.1.1.	<i>Limitaciones en el AEINL</i>	74
3.4.1.2.	<i>Patrón de cargas para el AENL</i>	74
3.4.2.	Curva Capacidad Estructural y Curva de Capacidad Bilineal.....	75

3.4.3.	Demanda sísmica	77
3.5.	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO.	78
3.5.1.	Conversión: curva de capacidad a espectro de capacidad	78
3.5.1.1.	<i>Contribución modal a la fuerza sísmica del modo 01</i>	79
3.5.1.2.	<i>Contribución modal al desplazamiento del modo 01</i>	80
3.5.2.	Espectro de demanda elástico y el reducido	81
3.5.3.	El factor de reducción por ductilidad.....	81
3.5.4.	Procedimiento para la obtención del punto de desempeño	82
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE PÓRTICOS CON VIGAS DE CONCRETO		
ARMADO Y POSTENSADO		85
4.1.	DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES APORTICADAS.....	85
4.1.1.	Materiales	86
4.1.2.	Cargas aplicadas.....	86
4.1.3.	Análisis y diseño de pórticos con programa de análisis ADAPT-RC/PT.....	87
4.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN	87
4.2.1.	Predimensionamiento de los elementos.....	87
4.2.2.	Estimación de la fuerza postensora	88
4.2.3.	Análisis sísmico del modelo	90
4.3.	DISEÑO DE VIGAS EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.....	91
4.3.1.	Análisis y Diseño de VRC INT- (0.40x0.65) - PISO 03.....	92
4.3.1.1.	<i>Diseño en condiciones de servicio</i>	92
4.3.1.2.	<i>Diseño en condiciones de rotura</i>	92
4.3.2.	Análisis y diseño de VRC INT- (0.40x0.60) - PISO 07	97
4.3.2.1.	<i>Diseño en condiciones de servicio</i>	97
4.3.2.2.	<i>Diseño en condiciones de rotura</i>	97
4.4.	DISEÑO DE VIGAS EN PÓRTICOS DE CONCRETO POSTENSADO.....	101
4.4.1.	Análisis y diseño de VPT INT- (0.40x0.65)- PISO 03:	102
4.4.1.1.	<i>Diseño en condiciones de servicio</i>	102
4.4.1.2.	<i>Diseño en condiciones de rotura</i>	108
4.4.2.	Análisis y diseño de VPT INT- (0.40x0.60)- PISO 07	114
4.4.2.1.	<i>Diseño en condiciones de servicio</i>	115
4.4.2.2.	<i>Diseño en condiciones de rotura</i>	120
4.5.	DISEÑO DE COLUMNAS EN PORTICOS	127

CAPÍTULO V: DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES APORTICADAS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO Y POSTENSADO	129
5.1. CONSIDERACIONES PARA LOS ANALISIS NO LINEALES	129
5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.....	130
5.3. DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA EN VIGAS Y COLUMNAS	132
5.3.1. Diagramas Momentos vs Curvatura en Vigas - Modelos RC.....	132
5.3.2. Diagramas Momentos vs Curvatura en vigas - Modelos PT	134
5.3.3. Diagramas Momentos vs Rotación en Columnas	137
5.4. DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE CARGAS Y ESTADO DE CARGA.....	140
5.4.1. Patrón de cargas en los modelos edificios.....	140
5.4.2. Estados de cargas no lineales en los modelos	144
5.5. CURVA DE CAPACIDAD BILINEAL Y PUNTO DE DESEMPEÑO.....	146
5.5.1. Aproximación Bilineal para la curva de capacidad	146
5.5.1.1. <i>Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos RC</i>	147
5.5.1.2. <i>Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos PT1</i>	149
5.5.1.3. <i>Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos PT2</i>	152
5.5.2. Obtención del punto de desempeño	154
5.5.2.1. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos RC.....	154
5.5.2.2. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos PT1	157
5.5.2.3. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos PT2	160
5.5.3. Desplazamiento de la edificación durante el AEINL.	162
5.5.3.1. <i>Desplazamientos y distorsiones en los modelos RC</i>	162
5.5.3.2. <i>Desplazamientos y distorsiones en los modelos PT1</i>	166
5.5.3.3. <i>Desplazamientos y distorsiones en los modelos PT2</i>	170
5.5.4. Estado de las rotulas plásticas.	173
CONCLUSIONES	177
RECOMENDACIONES.....	181
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	182
ANEXOS.....	184
1. REPORTE DE DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO POSTENSADAS.....	184
2. REPORTE DE DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	190
3. REPORTE DE DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO.....	197
4. APROXIMACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD.....	198
• Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos RC	198

- Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos PT1.....200
- Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos PT2.....201
- 5. REPORTE DE NIVEL DE DAÑO EN LAS ROTULAS PLÁSTICAS..... 202

RESUMEN

Los pórticos postensados empleados en los edificios son diseñados para resistir cargas gravitacionales y no son considerados usualmente como parte del sistema resistente a cargas laterales o sísmicas, como los pórticos especiales de concreto armado y muros de corte.

Sin embargo, en áreas propensas a eventos sísmicos intensos, muchos códigos de edificaciones e instituciones como el PTI (*Postensioning Institute*) consideran que los pórticos postensados podrían ser usados para soportar cargas gravitacionales y sísmicas. Tomando ciertas consideraciones en el diseño de estos elementos, se puede proporcionar cierta ductilidad de manera que emulen a los pórticos de concreto armado convencional. Debido a ello, la presente tesis tiene la intención de evaluar con modelos analíticos el comportamiento sísmico de pórticos postensados no adheridos y de concreto reforzado convencional ante un evento sísmico y finalmente encontrar las ventajas y desventajas del sistema.

ABSTRACT

Post-tensioned frames used in buildings are designed to withstand gravitational loads and are not usually considered as part of the resistant system seismic, as is the case for special frames of reinforced concrete and shear walls.

However, many building codes and institutions like the PTI (*Postensioning Institute*) consider that the postensioning frames could be used to withstand gravitational and seismic loads and have some ductility that emulates that of conventional reinforced concrete frames. Due to this, the present thesis intends to evaluate, with analytics models, the seismic behavior of unbounded postensioned frames and reinforced concrete porticos in a seismic event and finally to identify the advantages and disadvantages of the system.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Esfuerzos Admisibles en el Tendón (1).....	37
Tabla 2 Constante de Acortamiento de Fragua KSH (9)	39
Tabla 3 Clasificación de elementos presforzados sometidos a flexión (1)	40
Tabla 4 Deflexiones Admisibles (1)	42
Tabla 5 Esfuerzos Nominales en el Acero No Adherido (1).....	45
Tabla 6 Método aproximado para calcular V_c	47
Tabla 7 Estado de daño y niveles de desempeño SEAOC.....	58
Tabla 8 Niveles de diseño de la edificación ATC-40, 1996 (14).....	60
Tabla 9 Niveles de movimiento sísmico (SEAOC 1995).....	62
Tabla 10 Niveles de Desempeño esperados (SEAOC, 1995).....	62
Tabla 11 Nivel de desempeño, criterio de seguridad básica ATC-40, 1996.....	63
Tabla 12 Parámetros experimentales obtenidos por Rodriguez y Bertero 1996 (18).....	72
Tabla 13 Valores de a y b obtenidos por Nassar y Krawinkler en función a α	82
Tabla 14 Límites de Distorsión de entrepiso para diferentes niveles de desempeño	83
Tabla 15 Sectorización de la curva de Capacidad (SEAOC 1995).....	84
Tabla 16 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT INT-Pisos (0.40x0.65).....	88
Tabla 17 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT INT-Azotea (0.40x0.60).....	89
Tabla 18 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT EXT-Pisos (0.40x0.60).....	89
Tabla 19 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT EXT-pisos (0.40x0.55)	90
Tabla 20 Verificación de deriva de entrepiso	91
Tabla 21 Momentos por efectos sísmicos en los pórticos	91
Tabla 22. Parámetros de diseño para pórticos de concreto armado	92
Tabla 23 Diseño por corte de viga VRC_int_03	94
Tabla 24 Parámetros de diseño para pórticos postensados.....	101
Tabla 25 Relación Demanda/Capacidad del VPT_int-03 (25% de A_p)	110
Tabla 26 Diseño por corte y espaciamiento de estribos VPT_INT_03	112
Tabla 27 Parámetros para el análisis por fricción del postensado	115
Tabla 28 Relación Demanda/Capacidad VPT_int-07 (25% de A_p)	122
Tabla 29 Diseño por corte y espaciamiento de estribos VPT_INT_07	124
Tabla 30 Refuerzo en las columnas de los porticos de concreto armado y postensado	128
Tabla 31 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S7 (7 niveles)	141
Tabla 32 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S6 (6 niveles)	142
Tabla 33 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S5 (5 niveles)	142
Tabla 34 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S4 (4 niveles)	143
Tabla 35 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S4 (4 niveles)	144
Tabla 36 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S7 .	163
Tabla 37 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S6 .	164

<i>Tabla 38 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S5 .</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 39 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S4 .</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 40 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S3 .</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 41 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S7</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 42 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S6</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 43 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S5</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 44 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S4</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 45 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S3</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 46 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S7</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 47 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S6</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 48 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S5</i>	<i>172</i>
<i>Tabla 49 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S4</i>	<i>172</i>
<i>Tabla 50 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S3</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 51 Tabla resumen del estado de rotulas plásticas para cada modelo analizado .</i>	<i>174</i>
<i>Tabla 52 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S7.....</i>	<i>198</i>
<i>Tabla 53 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S6.....</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 54 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S5.....</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 55 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S4.....</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 56 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S3.....</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 57 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S7</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 58 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S6</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 59 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S5</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 60 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S4</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 61 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S3</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 62 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S7</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 63 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S6</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 64 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S5</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 65 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S4</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 66 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S3</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 67 Reporte del estado de rotulas en las columnas en Modelo PT1</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 68 Reporte del estado de rotulas en las vigas postensadas en Modelo PT1</i>	<i>204</i>

Figura 3.14 Sectorización de la curva de capacidad (14)	84
Figura 4.1 Esquema de planta de la estructura	85
Figura 4.2 Espectro de Diseño segun E 030.....	86
Figura 4.3 Combinaciones de Carga en ADAPT RC/PT.....	87
Figura 4.4 Método de la Carga Balanceada para estimación de fuerza postensado	88
Figura 4.5 Desplazamientos y Momentos por sismo Modelo RC, PT1 y PT2	90
Figura 4.6 Pórtico de Pisos Típico- VRC_int-03	92
Figura 4.7 Momentos envolventes de Diseño VRC_int_03	93
Figura 4.8 Acero de Refuerzo Requerido y Provisto VRC_int_03	94
Figura 4.9 Cortante envolvente de Diseño VRC_int_03.....	96
Figura 4.10 Pórtico de Pisos Azotea- VRC_int-07	97
Figura 4.11 Momentos envolventes de Diseño VRC_int_07.....	98
Figura 4.12 Acero de Refuerzo Requerido y Provisto VRC_int_07	99
Figura 4.13 Cortante envolvente de Diseño VRC_int_03.....	101
Figura 4.14 Pórtico de Pisos Típicos - VPT_int-03.....	102
Figura 4.15 Perfil parabólico del tendón en VPT1_int-03.....	103
Figura 4.16 Fuerza Proporcionada y Requerida VPT1_int-03.....	104
Figura 4.17 Esfuerzos-Etapa Inicial: fibra superior e inferior VPT-INT 03.....	107
Figura 4.18 Esfuerzos-Etapa Sostenida: fibra superior e inferior VPT-INT 03.....	107
Figura 4.19 Esfuerzo en la fibra superior e inferior VPT-INT 03	107
Figura 4.20 Momentos envolventes de Diseño VPT1_INT_03.....	109
Figura 4.21 Acero Requerido y Proporcionado VPT_int-03 - Mn (25%Ap)	110
Figura 4.22 Cortante envolvente de Diseño VPT_int_03	114
Figura 4.23 Pórtico de Pisos Azotea – VPT_int-07.....	115
Figura 4.24 Perfil parabólico del tendón en VPT_int-07.....	116
Figura 4.25 Fuerza Proporcionada y Requerida VPT_int-07.....	117
Figura 4.26 Esfuerzos-Etapa Inicial: fibra superior e inferior VPT-INT 07	119
Figura 4.27 Esfuerzo en la etapa sostenida fibra superior e inferior VPT-INT 07	120
Figura 4.28 Esfuerzo en la fibra superior e inferior en la etapa final VPT-INT 07	120
Figura 4.29 Momentos envolventes de Diseño VPT_int_07.....	121
Figura 4.30 Acero Requerido y Proporcionado VPT_int-07 Mn (25%Ap).....	122
Figura 4.31 Cortante envolvente de Diseño VPT_int_07	126
Figura 4.32 Porcentaje de Acero Longitudinal Pórtico Exterior.....	127
Figura 4.33 Porcentaje de Acero Longitudinal Pórtico Interior	128
Figura 5.1 Modelos matemáticos empleados (RC y PT1).....	129
Figura 5.2 Modelos de Concreto confinado y acero de refuerzo	130
Figura 5.3 Modelo de Acero Postensado No Adherido.....	131

Figura 5.4 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de los pisos típicos.....132

Figura 5.5 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de la azotea.....133

Figura 5.6 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos133

Figura 5.7 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de los pisos típicos.....134

Figura 5.8 Diagrama M-Ø de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de los pisos típicos.....134

Figura 5.9 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos135

Figura 5.10 Diagrama M-Ø de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos.....135

Figura 5.11 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos136

Figura 5.12 Diagrama M-Ø de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos136

Figura 5.13 Diagrama M-Ø de columna interior C1 con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso.....137

Figura 5.14 Diagrama M-Ø de columna interior C2 (columnas interiores de los pórticos exteriores) con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso.....137

Figura 5.15 Diagrama M-Ø de columna interior C2 (columnas interiores de los pórticos exteriores) con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso.....138

Figura 5.16 Diagrama M-Ø de columna interior C3 con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso.....138

Figura 5.17 Pórtico exterior e interior-Modelo - S7 con Rótulas Plásticas.....139

Figura 5.18 Análisis Sísmico del modelo S7 (7 niveles).....141

Figura 5.19 Análisis Sísmico del modelo S6 (6 niveles).....141

Figura 5.20 Análisis Sísmico del modelo S5 (5 niveles).....142

Figura 5.21 Análisis Sísmico del modelo S4 (4 niveles).....143

Figura 5.22 Análisis Sísmico del modelo S3 (3 niveles).....143

Figura 5.23 Edificio cargado con cargas de acabados según el ancho tributario144

Figura 5.24 Edificio cargado con cargas de aligerado.....145

Figura 5.25 Edificio cargado con cargas de sobrecarga145

Figura 5.26 Edificio cargado con cargas de muros146

<i>Figura 5.27 Curva de Capacidad del Modelo RC-S7</i>	147
<i>Figura 5.28 Curva de Capacidad del Modelo RC-S6</i>	147
<i>Figura 5.29 Curva de Capacidad del Modelo RC-S5</i>	148
<i>Figura 5.30 Curva de Capacidad del Modelo RC-S4</i>	148
<i>Figura 5.31 Curva de Capacidad del Modelo RC-S3</i>	149
<i>Figura 5.32 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S7</i>	149
<i>Figura 5.33 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S6</i>	150
<i>Figura 5.34 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S5</i>	150
<i>Figura 5.35 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S4</i>	151
<i>Figura 5.36 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S3</i>	151
<i>Figura 5.37 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S7</i>	152
<i>Figura 5.38 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S6</i>	152
<i>Figura 5.39 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S5</i>	153
<i>Figura 5.40 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S4</i>	153
<i>Figura 5.41 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S4</i>	154
<i>Figura 5.42 Punto de desempeño u ductilidad en el modelo RC-S7</i>	155
<i>Figura 5.43 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S6</i>	155
<i>Figura 5.44 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S5</i>	156
<i>Figura 5.45 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S4</i>	156
<i>Figura 5.46 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S3</i>	157
<i>Figura 5.47 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S7</i>	157
<i>Figura 5.48 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6</i>	158
<i>Figura 5.49 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6</i>	158
<i>Figura 5.50 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6</i>	159
<i>Figura 5.51 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S4</i>	159
<i>Figura 5.52 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S3</i>	160
<i>Figura 5.53 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S7</i>	160
<i>Figura 5.54 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S6</i>	161
<i>Figura 5.55 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S5</i>	161
<i>Figura 5.56 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S4</i>	162
<i>Figura 5.57 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S3</i>	162
<i>Figura 5.58 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S7</i>	163
<i>Figura 5.59 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S6</i>	164
<i>Figura 5.60 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S5</i>	164
<i>Figura 5.61 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S4</i>	165
<i>Figura 5.62 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S3</i>	166
<i>Figura 5.63 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S7</i>	167

<i>Figura 5.64 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S6.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 5.65 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S5.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 5.66 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S4.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 5.67 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S4.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 5.68 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S7.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 5.69 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S6.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura 5.70 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S5.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura 5.71 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S4.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 5.72 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S3.....</i>	<i>173</i>
<i>Figura 5.73 Generalización de la fuerza y deformación de elementos de concreto.....</i>	<i>174</i>
<i>Figura 5.74 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo RC.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura 5.75 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo PT1.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura 5.76 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo PT1.....</i>	<i>176</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

- a** : Profundidad del bloque rectangular correspondiente a esfuerzos equivalentes.
- A_{ct}** : Área comprendida desde el borde baricentro de la sección y el borde fraccionado.
- A_g** : Área bruta de la sección de concreto.
- A_s** : Acero de refuerzo corrugado convencional.
- A_p** : Acero de refuerzo presforzado no adherido.
- b** : Ancho de la cara de compresión en los miembros.
- b_w** : Ancho del alma o diámetro de la sección circular.
- C** : Factor de amplificación dinámica del espectro sísmico de la E030
- [C]** : Matriz de amortiguamiento de la estructura.
- d** : Distancia desde la fibra extrema en compresión al acero de refuerzo longitudinal en tracción.
- d'** : Distancia desde la fibra extrema en compresión al acero de refuerzo longitudinal en compresión.
- d_b** : Diámetro de la varilla.
- d_p** : Distancia desde fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.
- E_c** : Módulo de elasticidad del concreto.
- E_{ci}** : Módulo de elasticidad del concreto en el tensado.
- E_p** : Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
- E_s** : Módulo de elasticidad del acero convencional.
- f'_c** : Resistencia nominal del concreto no confinado a los 28 días.
- f_{cc}** : Resistencia del concreto confinado.
- f'_{cd}** : Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del tendón debido a todas las cargas sostenidas que son aplicadas.
- f'_{ci}** : Resistencia del concreto en el momento de tensado.
- f'_{c_{pa}}** : Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del tendón luego de las pérdidas por fricción y embutimiento.
- f'_{c_{pi}}** : Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del tendón luego de las pérdidas instantáneas.
- f_{pc}** : Esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente.

- f_{pe}** : Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de presforzado, después que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos han sido producidos por una carga aplicada externamente.
- f_{pu}** : Resistencia especificada de rotura del acero presforzado.
- f_{se}** : Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, luego de todas las pérdidas.
- f_t** : Esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para cargas de servicio usando propiedades de la sección bruta después de tener todas las pérdidas de presforzado.
- f_y** : Resistencia especificada de fluencia del refuerzo no presforzado.
- h** : Espesor total o altura del miembro.
- h_i** : Altura de entrepiso.
- HR** : Humedad relativa del medio ambiente.
- k** : Coeficiente de fricción secundaria.
- [K]** : Matriz de rigidez de la estructura.
- k_d** : Profundidad del eje neutro
- K_{ES}** : Coeficiente para el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico.
- K_{CR}** : Coeficiente para el cálculo de las pérdidas por creep del concreto.
- K_{SR}** : Coeficiente para el cálculo de las pérdidas por acortamiento de fragua.
- K_{RE}** : Coeficiente para el cálculo de las pérdidas por relajación del acero de prefuerzo.
- [M]** : Matriz de masa de la estructura.
- M_n** : Resistencia nominal a flexión de la sección.
- M_u** : Momento mayorado de la sección.
- p** : Probabilidad de excedencia de un sismo.
- P_a** : Fuerza en el tendón luego del embutimiento de cuñas
- P_j** : Fuerza en el momento del Tensado
- P_x** : Fuerza en el tendón a una distancia x desde el punto de tensado.
- R_c** : Radio de curvatura.
- R** : Factor de reducción del espectro sísmico de la E030
- S** : Factor de suelo del espectro sísmico de la E030
- t** : tiempo de exposición en años.
- T** : Periodo de retorno de un sismo en años.
- U** : Factor de uso del espectro sísmico de la E030
- {u}** : Vector desplazamiento de la estructura.

- {u}** : Vector velocidad de la estructura
- {ü}** : Vector aceleración de la estructura
- {ü_g}** : Vector aceleración del suelo
- V_c** : Cortante nominal del concreto.
- V_d** : Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada.
- V_m** : Cortante basal.
- V_p** : Componente vertical de la fuerza efectiva de postensado en una sección.
- V_s** : Cortante nominal del acero de refuerzo.
- V_u** : Cortante nominal del actuante o último.
- V/S** : Relación volumen entre superficie expuesta.
- w_i** : Peso de cada entrepiso.
- W** : Peso sísmico de la estructura.
- Z** : Factor de zonificación del espectro sísmico de la E030.
- α_i** : Ángulo de perfil parabólico en la trayectoria del tendón en el punto i.
- β₁** : Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
- φ_u** : Curvatura última
- φ_y** : Curvatura de fluencia
- μ** : Coeficiente de fricción angular.
- ω** : Cuantía mecánica del refuerzo longitudinal en tracción.
- ω'** : Cuantía mecánica del refuerzo longitudinal en compresión.
- ω_p** : Cuantía mecánica del acero de prefuerzo.
- {φ_i}** : Componentes de la forma la de vibración.
- Δ_a** : Pérdidas por efectos del embutimiento de los anclajes
- Δ_f** : Pérdidas por fricción angular en la trayectoria del cable.
- Δ_{ES}** : Pérdidas por acortamiento elástico del concreto
- Δ_{CR}** : Pérdidas por flujo plástico o creep del concreto
- Δ_{SR}** : Pérdidas por acortamiento de fragua del concreto
- Δ_{RE}** : Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. El Concreto Postensado

El concreto postensado es una forma de presfuerzo del concreto, que consiste en tensar tendones de acero y anclarlos en los extremos del elemento después de que el concreto ha fraguado y ha alcanzado una resistencia necesaria. Previamente al vaciado del concreto, se dejan los tendones con la geometría deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento con la trayectoria del tendón y de esa manera lograr deflexiones y esfuerzos que contrarresten los producidos por las cargas gravitacionales y obtener un comportamiento deseado.

La acción del postensado se ejerce externamente, ya que los tendones se anclan en los elementos de concreto por medio de dispositivos mecánicos denominados “anclajes”, que generalmente son colocados en los extremos del tendón y tensados mediante gatos hidráulicos, para luego de ello asegurados por medio de cuñas, transmitiendo toda su fuerza a los anclajes y por ende a la estructura.

1.1.2. El Concreto Postensado con el Sistemas No adherido

En el postensado existen dos sistemas, el sistema adherido y el sistema no adherido. En el sistema adherido las deformaciones en el tendón son compatibles con las del concreto; esta adherencia está garantizada por el cementante que circunda el cable dentro del ducto, el cual es inyectado luego del tensado, logrando la adherencia al endurecer. En el sistema no adherido no existe compatibilidad de deformaciones; el tendón de presfuerzo se encuentra aislado del concreto y es capaz de desplazarse libremente.

El tendón no adherido está conformado por varias (generalmente siete) hebras de acero de alta resistencia según las especificaciones del estándar ASTM A416. Se encuentra cubierto por una grasa inhibidora de corrosión que reduce las pérdidas por fricción entre el torón y lo impermeabiliza, además de ello una segunda protección es el forro de polietileno, que posee la suficiente durabilidad y resistencia para soportar los daños a los que se expondrá el tendón durante su fabricación, transporte e instalación en la estructura, además que también protege de la corrosión o cualquier agente químico nocivo para el acero de alta resistencia. La zona de anclaje está conformada por una pieza plana de acero

dúctil y dos piezas de cuñas, que pueden ser del tipo estándar cuando se emplea el sistema adherido. Sin embargo en las últimas recomendaciones del ACI (1) en el capítulo 20 y en (2) se especifica el uso de anclajes del tipo encapsulado para tendones no adheridos, los cuales son empleados dado que ofrecen una mejor protección en condiciones ambientales agresivas o corrosivas, en el caso que la estructura esté expuesta a la humedad y a agentes químicos nocivos para el acero de presfuerzo (Figura 1.1).

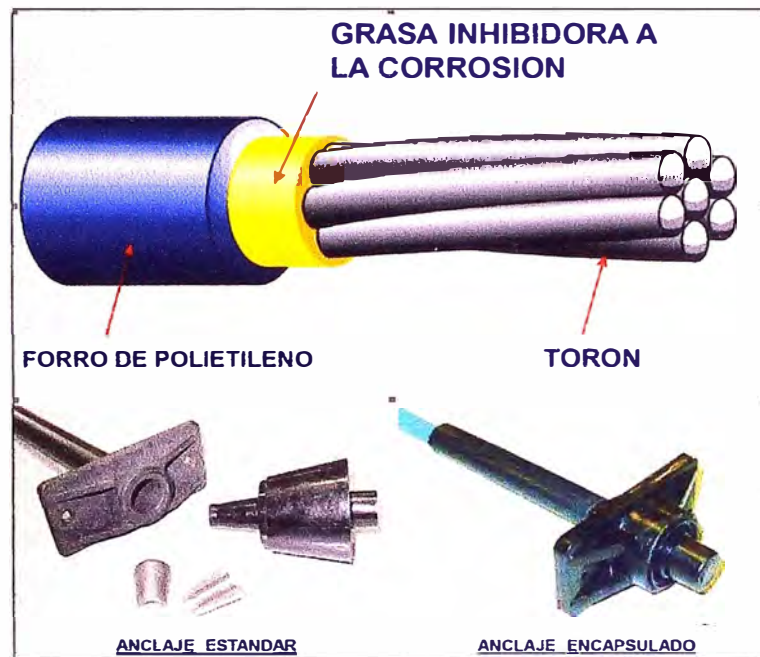


Figura 1.1 Sistema postensado no adherido, torón y anclajes (27)

En Estados Unidos el sistema postensado domina el mercado de la construcción. Es ampliamente usado virtualmente en todo tipo de edificios para distintos usos, tales como el de oficinas, casas multifamiliares, hoteles o estacionamientos. Sin embargo, el sistema postensado no adherido en edificios no es usado comúnmente en algunos países; el postensado adherido es empleado con mayor frecuencia y en otros se usan ambos sistemas. (21)

1.1.3. Evolución histórica de los tendones no adheridos.

En los últimos años ha habido un número significativo de progresos tecnológicos que han permitido el avance del estado del arte del concreto postensado en cuanto al sistema no adherido y han contribuido a su difusión. Se presenta una breve descripción del desarrollo de este sistema.

Los primeros anclajes fueron los Button Headed System (Figura 1.2) para tendones no adheridos fabricados desde 1950, que empleaban alambres de

6.35mm de diámetro, trenzados, engrasados y con una envoltura de papel. Los alambres transmitían el esfuerzo a través de los cabezales de acero; en ese entonces las máquinas que realizaban el enfriamiento de los alambres por medio del cual se fabricaban eran pocas máquinas especializadas, por lo que este sistema manifestó dos problemas significativos:

El primer problema, fue que los tendones tenían que tener una longitud exacta. Cualquier diferencia entre la longitud y la forma requerida para el perfil del tendón, requería en algunos casos fabricar uno nuevo o realizar movimientos en los bordes antes del vaciado del concreto. El segundo problema fue el espacio requerido para ingreso de los gatos durante el tensado, ya que conllevaba a un segundo vaciado en los bordes de la losa, que por lo general era realizado con concreto pobre. También aparecieron otros sistemas de postensado no adherido que empleaban barras de diámetros de 22.2mm hasta 34.93mm engrasados y con una envoltura de papel.

Luego apareció el sistema de tendones con torones desarrollado por Edward K. Rice y la Corporación de Presfuerzo Atlas, que emplearon siete alambres trenzados de 12.7mm para conformar cada monotorón y que también incluían anclajes, los cuales eran fabricados y ensamblados en forma de espiral con los alambres. Los anclajes eran planos e incluían dos medias cuñas. Este sistema de tendones de torones resultó ser más económico que el anterior, lo que condujo a su adopción completa en los años de 1970, en la construcción de todos los edificios postensados en los Estados Unidos. (22)

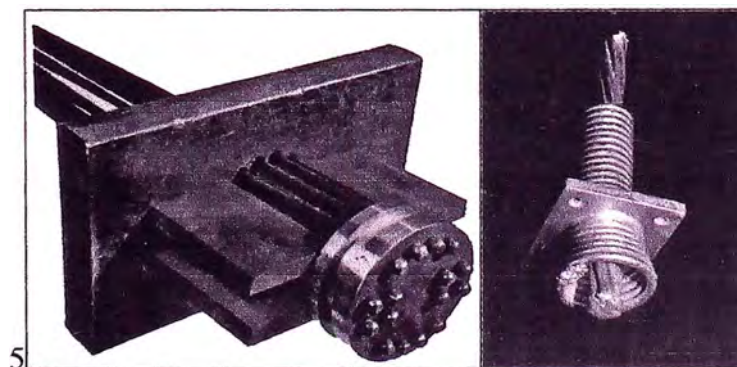


Figura 1.2 Anclajes en los sistemas Button Headed System y de Edward Rice (22)

Las mejoras en relación al anclaje sucedieron luego del sismo de Alaska en 1964, donde se observó que muchos sistemas postensados fallaron, por lo que se vió en la necesidad de implementar una pieza de acero fundido dúctil que sustituyera a los anclajes en forma de espiral, lo cual modificó el sistema de tendones con monotorones de alambres trenzados no adheridos.

La corrosión fue el problema más grande que debía enfrentar la industria del postensado no adherido, debido a que muchos sistemas comenzaron a experimentar tempranamente problemas de deterioro, lo que indicaba que la cobertura y la envoltura no estaban siendo las adecuadas para ambientes húmedos y agresivos.

Las primeras envolturas de los tendones no eran tan efectivas. Los tendones eran engrasados y envueltos con una cobertura de papel de manera manual. Esto constituía un proceso trabajoso, además de que el papel no garantizaba una envoltura impermeable a largo plazo para proteger el cable contra la humedad. Otros sistemas de envolturas consistieron en tubos de plástico semirrígidos, aunque algunas veces la envoltura de plástico conseguía dañarse y el agua ingresaba entre las paredes de plástico y al tendón.

La grasa era vertida en el tubo con ayuda de un dispositivo que discurría a lo largo del tendón, sin embargo, este sistema conocido como “Push through” demostró ser muy susceptible a la corrosión. Aunque la grasa trataba de llenar la grasa en el espacio que existía entre las paredes del tubo y el tendón, con este sistema no se podía llenar completamente los vacíos, por ello era virtualmente imposible impedir el ingreso del agua durante el proceso constructivo. (22)

Después de la envoltura de papel la cobertura plástica fue desarrollada, las máquinas tomaban los alambres y luego de entrelazarlos se dirigían a aparatos engrasadores. Los rollos de plástico redujeron grandemente la costosa labor de producir los monotorones para los tendones; sin embargo, el equipo requería que la operación fuera demasiado sensible. En la etapa de sellarlos por calor y unirlos a la cobertura fallaba, particularmente cuando los tendones eran instalados en climas fríos. En 1980 el sistema de plásticos extruidos y la cobertura de grasa en los tendones fueron desarrollados; eso eliminó el problema y resultó en una cobertura impermeable cubriendo la grasa sin dejar vacíos. Las tempranas aplicaciones que motivaron el desarrollo muchos tipos de grasa fueron encontradas muy susceptibles la oxidación y la emulsificación; muchos de esos tipos de grasa desarrolladas en un inicio perdían sus cualidades resistentes a la corrosión con el tiempo, pero esto ha sido superado, lo cual se ve reflejado en los actuales requerimientos de las especificaciones técnicas proporcionadas por el Instituto del Postensado (PTI) desde 1985 y en la fabricación de los tendones no adheridos, que se agrupan en bobinas para su instalación en obra (22) como se muestra en (Figura 1.3).

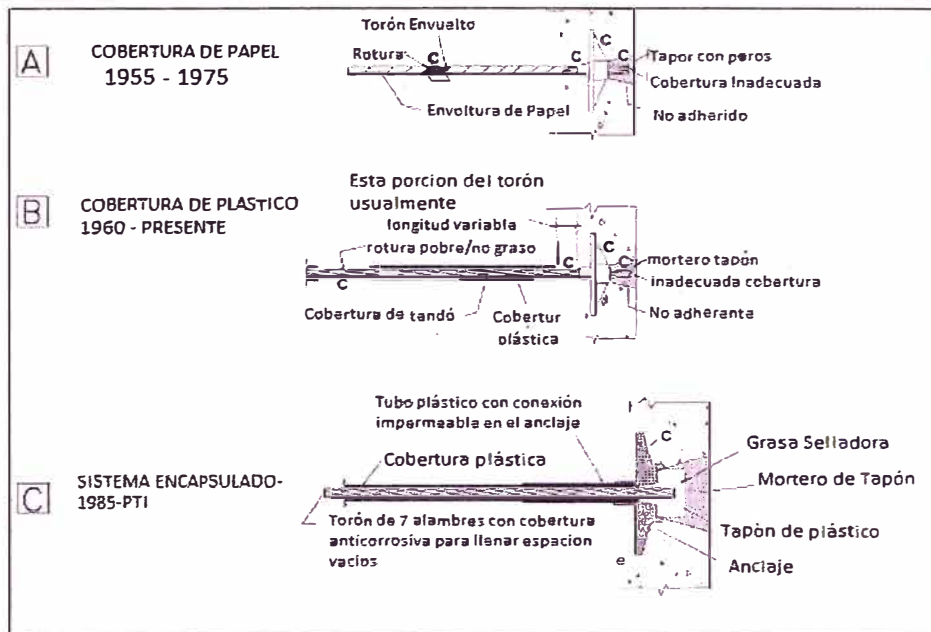


Figura 1.3 Evolución Histórica de los tendones postensados no adheridos (7)

1.1.4. Sistema postensado no adherido y sus ventajas.

Algunos beneficios al emplear sistemas de pisos postensados en las estructuras son las siguientes:

1.1.4.1. La reducción de la carga muerta

Los elementos de concreto postensado son diseñados con un criterio de carga equivalente o balanceada, consiguiendo un 30% menos del volumen de concreto en los edificios que emplean elementos de concreto armado convencional (7). La reducción de la carga muerta resulta en el ahorro no solamente en los elementos mismos, sino también en los otros elementos estructurales cuyos requerimientos de resistencia y tamaño son función de la carga muerta, como columnas, muros de corte y cimientos. Los sistemas de pisos postensados son muy económicos en zonas de alto riesgo sísmico, debido a que las fuerzas laterales son proporcionales a la carga muerta. Algunas aplicaciones de entresijos postensados con el sistema no adherido se observan en el Centro de Innovación Tecnológica del Banco de Crédito (Chorrillos) y La Clínica Internacional en San Borja. (Figura 1.4)



Figura 1.4 Entrepisos Postensados en Clínica Internacional y BCP (27)

Es posible reducir en altura de edificio, además de cubrir mayores espacios. La reducción de la altura es consecuencia de elementos de menor peralte, influyendo en el costo de cada componente del edificio, así como en las instalaciones sanitarias, eléctricas y muros divisorios.

En los edificios de varios pisos permite la reducción de los efectos sísmicos, los cuales son proporcionales a la altura del edificio. Por otra parte, permite en algunos casos añadir uno o más pisos adicionales sin la necesidad de un incremento considerable del peso estructura, como se aprecia en el edificio del Pinar en Surco, Lima (Figura 1.5).



Figura 1.5 Reducción de Altura de edificación y ganancia de piso. (27)

1.1.4.2. Reducción de deflexiones y agrietamientos

En el concreto postensado las deflexiones por carga muerta son equilibradas por la carga balanceada, minimizando las deformaciones instantáneas y aquellas las a largo plazo; a esto se le suma el efecto de la precompresión, la cual reduce los agrietamientos, consiguiendo estructuras más durables y eficientes. Asimismo, reducen también los desplazamientos y grietas producidos luego de un evento sísmico, minimizando de esta manera las reparaciones, por que los tendones no adheridos raramente exceden su límite elástico. Una aplicación del postensado es en volados en las edificaciones que están orientados arquitectónicamente a utilizar muros cortina de vidrios, como se aprecia en el edificio del Ministerio de la Educación en San Borja, Lima (Figura 1.6).



Figura 1.6 Obtención de volados pronunciados y reducción de deflexiones (27)

Los pórticos postensados son usados generalmente en estructuras como estacionamientos, garajes, centros comerciales, oficinas, auditorios y otras más. Entre los beneficios más resaltantes del sistema son espacios más amplios que se traducen en un número menor de elementos verticales, y ahorro de material como en el concreto y el refuerzo convencional, como se puede apreciar en los pórticos con vigas postensadas con el sistema no adherido de 23m de luz libre que se emplearon para la planta industrial de Lindley, Trujillo (Figura 1.7). Sin embargo, si se produjera una pérdida del presfuerzo de un tendón en un tramo, esta se manifestará en todos los tramos en los que atraviesa el tendón no adherido



Figura 1.7 Pórticos Postensados - Corporacion Lindley Trujillo (27)

1.2. PROBLEMÁTICA

En el entorno se encuentra desarrollando un sinnúmero de estructuras que funcionan como edificaciones para el uso de oficinas y centros comerciales que están orientados arquitectónicamente a utilizar muros cortina de vidrio en sus fachadas, la obtención de ambientes más espaciados y una mayor altura útil de entepiso, por lo que hace necesario disminuir al mínimo las dimensiones de cualquier elemento estructural perimetral o interior, como vigas, columnas y muros que bloquee la vista del usuario con el medio ambiente o dentro de los departamentos dispuestos dentro de la edificación.

Ante la necesidad social de conseguir edificaciones cada vez más económicas, los pórticos postensados permiten a la edificación alcanzar las características arquitectónicas mencionadas, obteniendo elementos más esbeltos y menos pesados que los de concreto armado convencional, lo cual conlleva a un ahorro de material y tiempo en la ejecución de cada proceso. En las edificaciones que emplean elementos postensados generalmente se observan dos sistemas independientes, el sistema resistente a cargas laterales que es diseñado para tomar la totalidad de las fuerzas sísmicas y limitar los desplazamientos a un nivel aceptable, como pórticos de concreto armado convencional y muros de corte, y el resistente a cargas de gravedad, en donde generalmente se encuentran a los pórticos con vigas postensadas, Sin embargo durante un eventos sísmico estos también experimentan desplazamientos e incluso niveles de esfuerzos que puedan afectarlos si no tienen la suficiente ductilidad.

El acero de presforzado que se emplea en las estructuras postensadas posee poca capacidad de disipar energía y una reducida ductilidad. Debido a ello los códigos modernos restringen o limitan el rol de estas estructuras como parte del sistema resistente a cargas laterales que es diseñado para desarrollar rótulas plásticas durante eventos sísmicos.

Sin embargo, existen recomendaciones en el diseño en estos elementos postensados que pueden garantizar la resistencia y ductilidad necesaria para tener una estructura lo suficientemente segura ante un evento sísmico.

Las ventajas más resaltantes de los tendones postensados no adheridos son: su gran capacidad de carga, siendo capaz de soportar altas deformaciones durante eventos extremos y proporcionar alta redundancia a la estructura. Los casos estudiados en ensayos de laboratorio e incidentes en muchos de edificios se pueden mencionar los siguientes:

1.2.1. Ensayos por Marti y Thurlimann, 1975.

Los ensayos en Suiza publicados en el artículo: “Versuche Über das Biegeverhalten von Vorgespannten Platten Ohnen” concluyeron que las losas reforzadas con tendones no adheridos pueden soportar cargas anormales o catastróficas. En estos ensayos se observó que, mediante cargas incrementales de manera continua, incluso después del desarrollo de las líneas de falla y agrietamiento del concreto, cuando normalmente se consideraría el término del ensayo, las deflexiones en los puntos en donde se produce el estallido del concreto la losa llega a actuar como una membrana. Se observó, además, que aún cuando llegan a un punto pico, la capacidad final de estas estructuras llega a ser dos y hasta tres veces mayor a su capacidad de carga de diseño y luego fallan por flexión. A continuación, se muestra una curva de carga y deflexión sobre un panel de losa con tendones no adheridos (Figura 1.8).

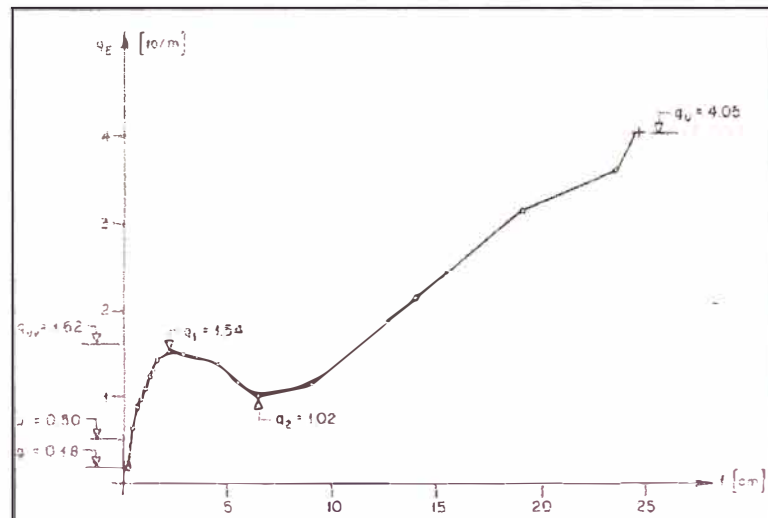


Figura 1.8 Relación Carga Deflexión, losa con tendones no adheridos (13)

Estos resultados tienen una limitada aplicación en el diseño por resistencia última o servicio, pero son un indicador de la capacidad de carga de los elementos construidos con tendones no adheridos para soportar niveles de carga anormal o catastrófica sin un progresivo colapso de un piso entero. Como recomendación para incrementar esta capacidad de carga en losas planas, algunos tendones deben ser ubicados dentro o muy cerca de las columnas o apoyos. (13)

1.2.2. Ensayos de la Oficina Nacional de Normas (NBS)

En marzo de 1973 un accidente en la construcción en el edificio Skyline Towers Apartment en Fairfax County, Virginia, recibió mucha atención. En este incidente,

cuatro a seis porciones de los departamentos de la edificación de concreto convencional colapsaron desde el vigésimo tercer nivel, cayendo una cantidad considerable de concreto y una torre grúa sobre un estacionamiento. Esta edificación consistía en una losa plana postensada con tendones no adheridos que funcionaba como estacionamientos (Figura 1.9).



Figura 1.9 Skyline Towers Apartment. Colapso de pisos (13).

El área de impacto en el estacionamiento fue aproximadamente tres tramos de largo y dos de ancho, cerca del lado adyacente de la torre grúa. La carga inmediata y el impacto causaron un colapso en esta área, incluyendo cinco o seis columnas en el área más dos o tres columnas adyacentes. Ese colapso en cambio resultó en unas fallas en el garaje restante, el cual estuvo no colapso en el accidente.

Se realizaron un sinnúmero de ensayos de modelos estructurales que tenían la intención de reproducir el incidente sobre los estacionamientos que se vieron en los laboratorios del Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST) antes llamado Oficina Nacional de Normas en Gaithersburg, Maryland. Dos apoyos en los perímetros fueron removidos para simular la pérdida de las dos columnas interiores, cuando en el modelo la losa fue diseñada para paños de 9.14m los paños quedaron con una longitud efectiva de 18.29m.

Adicionalmente luego de la remoción de los apoyos, algunos tendones sobre las columnas paralelas al lado más largo fueron des tensionados y se añadió una carga estática para simular el peso de la grúa aplicada sobre la losa. Observó

que incluso bajo esas condiciones extremas no se evidenció falla progresiva en la losa plana por punzonamiento en las columnas interiores.

Estos ensayos han demostrado la capacidad de carga de las losas postensadas con tendones no adheridos. (13)

1.2.3. Ensayos por Hemakon, Rongroj 1975

Ensayos en la universidad de Texas, Austin, fueron publicados en el artículo: "Strength and Behavior of Post Tensioned Flat Plate with Unbonded Tendons." Se realizó un modelo de losa plana postensada en dos direcciones de nueve paneles con tendones no adheridos (PTI Comité DC-20 2004, Hemakogm 1975) en 1973; que fue elaborado con la finalidad de simular la pérdida de presfuerzo en un panel interior que podría ser causados por el fuego de un incendio u otros incidentes catastróficos. Los torones por los paneles B, E, H (Norte-Sur) y D, E, F (Este- Oeste) fueron totalmente destensados (Figura 1.10).

Esto provocó una pérdida total de presfuerzo en ambas direcciones en el panel E, y en una dirección en los paneles B, D, F y H. Los tendones distribuidos estaban concentrados en un 70% en las franjas columnas y un 30% en las franjas intermedias. El refuerzo pasivo negativo sobre las columnas estaba conformado por 5 varillas de 3/4" en cada dirección. La carga aplicada sobre todos los paneles, excepto en el panel E, experimentaron incrementos de carga de 0.240 KN/m². La máxima carga aplicada para todos los paneles alcanzó 3.352 KN/m². Cuando la carga aplicada alcanzó 1.920 KN/m², las fibras superiores de la losa fueron examinadas para observar posibles grietas adicionales y no se hallaron

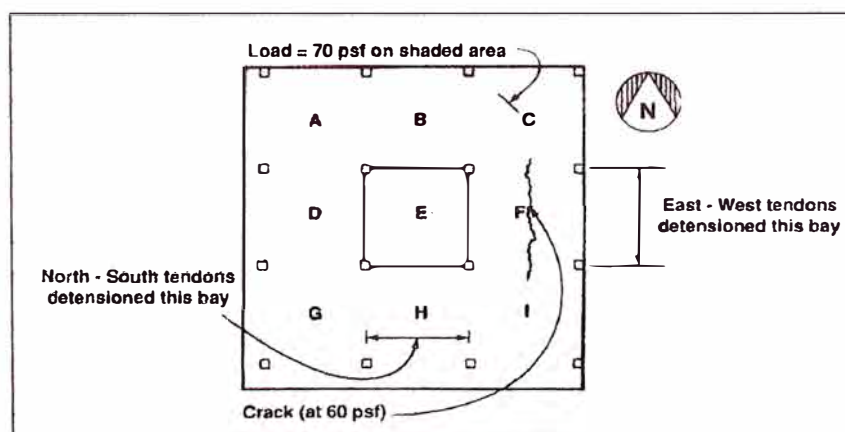


Figura 1.10 Simulación la pérdida del presfuerzo - Universidad de Texas, Austin (13)

Las grietas en la fibra inferior de la losa llegaron a desarrollarse cuando la carga aplicada alcanzó los 2.87 KN/m², las grietas en la fibra inferior se produjeron en

un panel exterior y cerca del centro del panel F, en la dirección de norte a sur. Después de 2.87 KN/m^2 , la grieta en la fibra inferior la carga reproduce deflexiones en el rango no lineal en los paneles C, F e I. La máxima deflexión fue de 5.8 mm ($L/522$), en el centro del panel F. Las deformaciones en el acero pasivo en todas las ubicaciones señaladas no manifestaron estar en un estado de fluencia. El comportamiento satisfactorio de este modelo bajo las cargas de servicio, con un tercio de los tendones destensados ha demostrado la redundancia estructural de las losas postensadas en dos direcciones con tendones no adheridos. (13).

1.3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS POSTENSADAS.

Los edificios construidos con el sistema postensado no adherido han mostrado un comportamiento satisfactorio frente a cargas sísmicas. Una investigación realizada en edificios presforzados afectados durante el sismo de San Fernando, California, en 1971, por profesionales en la rama de ingeniería estructural para el Instituto del Concreto Presforzado, PCI (Prestressed Concrete Institute); concluyó: "...para los extensos casos observados después del sismo de San Fernando, no se han encontrado en los elementos o sistemas pretensados y postensados que conforman los edificios, daños significativos. Además de ello, ninguno podría ser atribuido o relacionado al presfuerzo en sí mismo" (Kariotis y Kesler). Experimentos sísmicos a gran escala sobre el comportamiento de los nudos columnas y vigas realizados en 1986 en la Universidad de Washington (Hawkins e Ishisuka) mostraron que el postensado no adherido mejoró algunos aspectos de comportamiento y ductilidad de pórticos especiales. Se observó que el presfuerzo promedio en vigas de sección rectangular no exceden aproximadamente los 24.1 MPa . En el postensado con el sistema no adherido la fuerza es proporcionada por medio de los dispositivos de anclaje en las estructuras. Los cables poseen la capacidad de desplazarse libremente en relación al concreto por lo cual cuando se desarrollan los altos esfuerzos en las estructuras de concreto por efecto de las cargas reversibles del sismo, estos esfuerzos son distribuidos a lo largo de todo el cable. Lo más característico en todos los edificios inspeccionados durante el sismo en San Fernando es que los anclajes del sistema postensado no adherido no fallaron durante el evento sísmico, pues es uno de los requerimientos necesarios para que la pieza de anclaje sea aceptable, que en extenso número de ensayos de un medio millón

de ciclos de una fuerza reversible equivalente a un 60% de la capacidad de los anclajes, (22). (Figura 1.11).

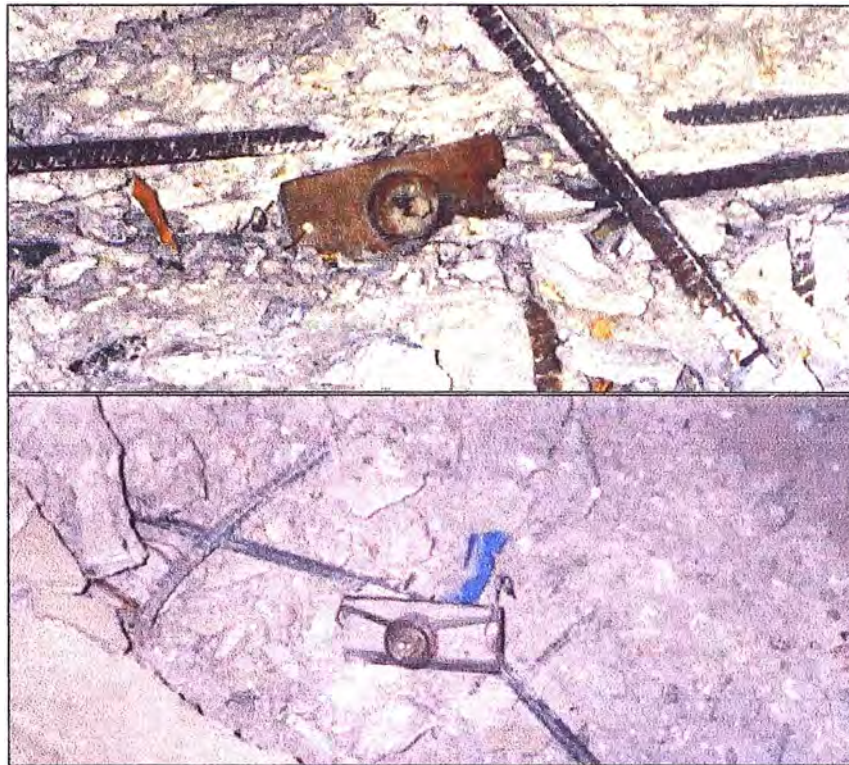


Figura 1.11 Anclajes embebidos en concreto dañado (8)

Otra observación en edificios con el sistema de pisos con tendones no adheridos es que los tendones agrupados anclados firmemente, retienen su funcionalidad. Después de una completa destrucción del concreto alrededor de los anclajes, cada tendón retenía una fuerza aproximadamente de 118 KN, en losas típicamente de 180mm a 200mm de espesor. Lo cual significa que confiere a la estructura una alta redundancia estructural (Figura 1.12).



Figura 1.12 Anclajes de postensado no adherido luego de sismo (8)

Las estructuras que desarrollan altas deformaciones generalmente tienden a agrietarse. Sin embargo, el alto nivel de redundancia de las estructuras postensadas con el sistema no adherido permite otorgarle a la estructura una mayor seguridad frente a las altas deformaciones. Esto se vio en muchos pórticos postensados con el sistema no adherido que estuvieron sujetos a altas deformaciones que experimentaron una desintegración, manteniendo la integridad de la estructura (Figura 1.13).



Figura 1.13 Integridad Estructural de la viga proporcionada por tendones (8)

En la actualidad, el Postensioning Institute (PTI) considera que los pórticos con vigas postensadas podrían ser usados para soportar cargas gravitacionales y cargas sísmicas, tomando ciertas consideraciones en el diseño de estos elementos para proporcionar cierta ductilidad, de manera que emulen el comportamiento de los pórticos de concreto armado convencional y aseguren un mecanismo de colapso esperado, es decir un comportamiento dúctil sin un colapso inmediato.

1.4. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general

Aplicar las recomendaciones de diseño proporcionadas por el ACI-318 (American Concrete Institute) y el PTI (Postensioning Institute) en los pórticos que contienen vigas de concreto postensado con el sistema no adherido cuando estos son parte del sistema resistente a cargas laterales o sísmicas.

Observar el efecto del presfuerzo en los diagramas momento curvatura, y en la formación de rótulas plásticas y estudiar los criterios de un diseño por desempeño sísmico.

1.4.2. Objetivo

El objetivo general es observar la influencia de los pórticos con vigas postensadas con el sistema no adherido en el comportamiento sísmico mediante un análisis estático incremental no lineal o también llamado *Pushover* y mediante el método del espectro de capacidad para obtener los niveles de ductilidad de pórticos dichos pórticos y compararlos con los obtenidos con pórticos de concreto armado convencional.

1.5. HIPÓTESIS.

Se realizará un estudio con respecto a los niveles de ductilidad de pórticos con vigas postensadas con el sistema no adherido. Para ello se harán las siguientes hipótesis:

- No existe adherencia entre el cable y el acero de presfuerzo, por lo que no es válido plantear compatibilidad de deformaciones a nivel de una sección. Al no haber adherencia, el cable no sufre alargamientos locales, sino un alargamiento general producto de la deformación general de la viga, según sea el caso. El abordaje analítico para calcular la tensión en las armaduras en forma "exacta" es bastante laborioso e implica un análisis no lineal en el que

intervienen las deformaciones del elemento y del cable (teniendo en cuenta la variación del módulo de elasticidad con la deformación). Este análisis suele realizarse a través de iteraciones, por lo cual para el modelamiento matemático del cable no adherido se tomó en cuenta las expresiones proporcionadas por ACI-318, las cuales son cercanas a los resultados obtenidos en los ensayos en vigas continuas con el sistema no adherido. Por lo que se consideró que el comportamiento del acero de presfuerzo no adherido es bilineal.

- Para la determinación de la longitud de plastificación, se considerará la mitad del peralte de los elementos en la dirección de análisis.
- Para el análisis no lineal, se considerará un modelo de plasticidad concentrada, basado en rótulas plásticas.

CAPÍTULO II: PÓRTICOS CON VIGAS POSTENSADAS CON EL SISTEMA NO ADHERIDO

2.1. CONSIDERACIONES PREVIAS EN VIGAS POSTENSADAS

2.1.1. Predimensionamiento de elementos postensados.

El tipo y dimensiones de la viga que se ha de emplear desde una perspectiva estructural, dependen de la luz entre apoyos, condiciones de soportes y la magnitud de las cargas aplicadas. Sin embargo, los requerimientos arquitectónicos, como la altura libre, los usos de los ambientes y cualquier otro factor, pueden también influir en la elección del tipo o dimensiones de viga.

Las vigas esbeltas, con un ancho aproximadamente igual a un tercio de su peralte ($b = h/3$) son usadas generalmente en centros comerciales, zonas de estacionamientos y plantas industriales en un rango de luces de 17m a 19m y anchos tributarios de 5m a 8m; el alma de estas varía entre 300mm a 450mm. Mientras que las vigas banda, con un ancho aproximadamente igual al triple de su peralte ($b = 3h$), son usadas generalmente en edificios para oficinas que generalmente abarcan luces mayores a los 9m. (21) (Figura 2.1)

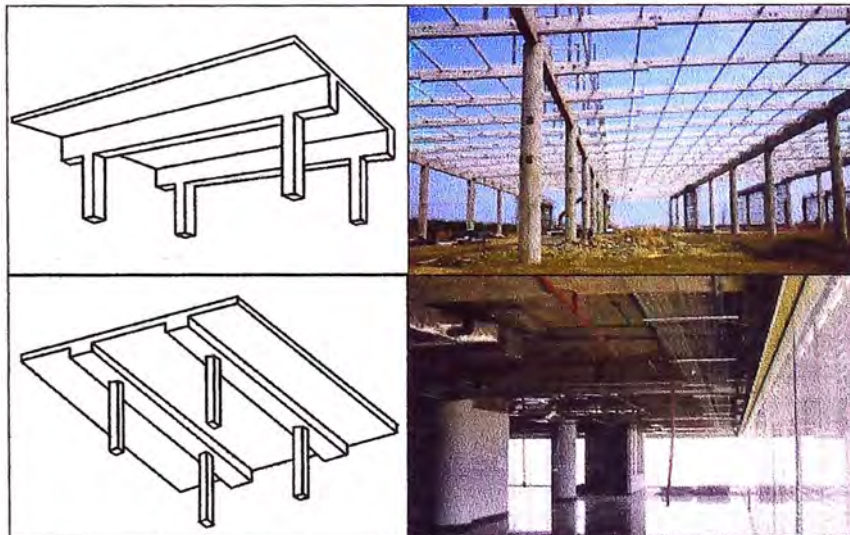


Figura 2.1 Tipos de vigas: Esbeltas y Bandas (27)

2.1.2. Estimación de la fuerza postensora

Luego de la selección de las dimensiones y tipo de vigas a emplear en los pórticos postensados, es necesario establecer la magnitud de la fuerza postensora en los elementos, la cual puede ser estimada en base a la carga balanceo que ha de actuar en la estructura, la cual puede ser típicamente en

un rango de 60% a 80% del peso propio de la estructura y en algunos casos cuando la carga muerta es considerable podría llegar a un balance del 100%. Otra consideración, para determinar la fuerza de presfuerzo es el criterio de precompresión. Aunque no existe un código que prescriba un nivel de precompresión mínima en sistemas de una sola dirección, una práctica ingenieril común es considerar un nivel mínimo de 0.90 MPa, como en el caso de sistemas de dos direcciones. (21)

2.1.3. Pérdidas en el postensado con el sistema no adherido

Existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato, por lo que los esfuerzos en el acero de presfuerzo normalmente varían a lo largo de su longitud y decrecen en el tiempo. Estas pérdidas pueden ser principalmente instantáneas y diferidas. Para estructuras típicas y en condiciones normales en edificaciones las investigaciones realizadas por el ACI-ASCE comité 423 dirigidas por Paul Zia y publicadas en 1979, se han propuesto expresiones simplificadas para su estimación (1). Para el caso de concreto postensado no adherido se tiene las siguientes expresiones:

2.1.3.1. Pérdidas Instantáneas.

Las pérdidas instantáneas son las que ocurren inmediatamente después del tensado de los tendones (Figura 2.2) y principalmente son:

a) Embutimiento del anclaje: En los miembros postensados la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de dispositivos de anclaje. Existe inevitables deslizamientos entre estos dispositivos y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje. En los elementos postensados las pérdidas por deslizamiento se concentrarán en los extremos disminuyendo proporcionalmente con la fricción (Huang T, 1969). Las pérdidas por embutimiento se pueden calcular mediante el área encerrada por la curva teórica considerando sólo pérdidas por fricción y la real considerando el embutimiento de los anclajes

$$\Delta_a = \frac{\int (P_x - P_a) dx}{A_p E_p}$$

b) Fricción: Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el proceso de tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo fijo es menor que la tensión en el gato. Las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presfuerzo y el ducto deberán considerarse según la expresión:

$$\Delta_f(x) = P_{pj}(1 - e^{-(\mu\alpha + kx)})$$

La ecuación anterior se basa en considerar a la pérdida total por fricción como la suma de la fricción primaria debida a la curvatura intencional del tendón que está dada por el factor $\mu\alpha$ y por la fricción secundaria debida a la deformación no intencional dada por kx . Debido a la alta resistencia a la fluencia alta de los torones de baja relajación que cumplen con el ASTM 416, es apropiado especificar esfuerzos límite de tracción máximos en el acero de presfuerzo que se observan en la Tabla 20.3.2.5.1 del ACI 318. (1)

Tabla 1. Esfuerzos Admisibles en el Tendón (1)

Etapa	Esfuerzos Tracción
En la Transferencia	0.80fpu
En el Tendón	0.74fpu
En el Anclaje	0.70fpu

Esfuerzo

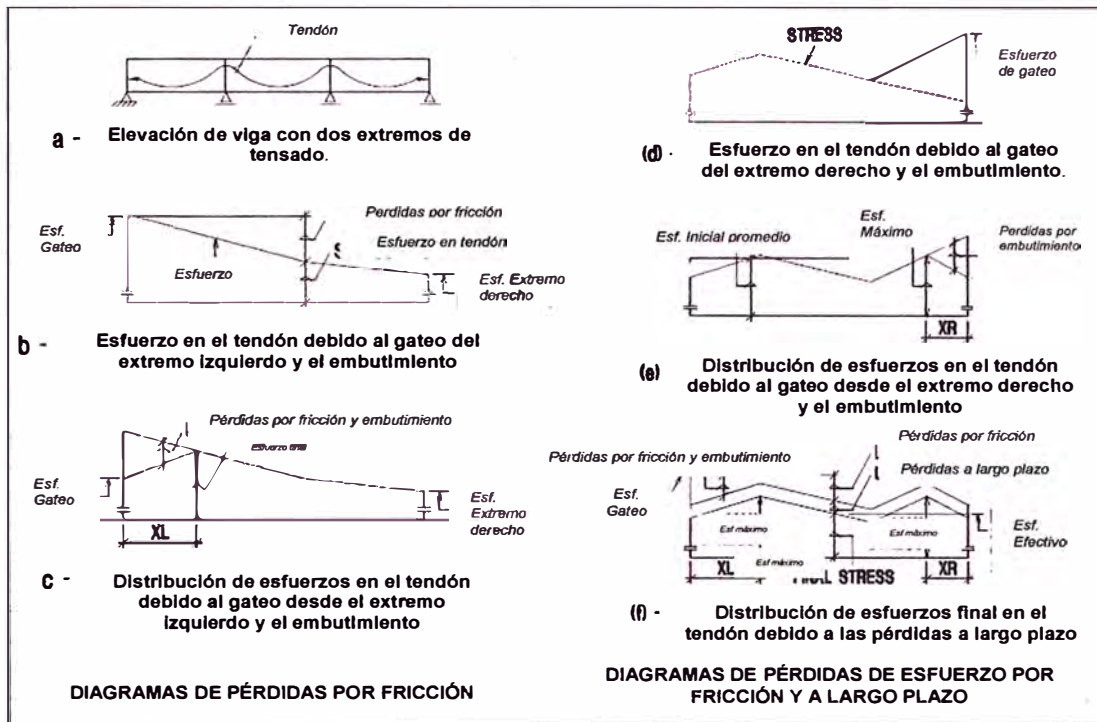


Figura 2.2 Pérdidas por Fricción y Embutimiento (9)

c) Acortamiento Elástico: Cuando la fuerza de presfuerzo se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico debido a la compresión axial. Al tensar siguiendo una secuencia, el primer tendón que se tense sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, y luego el primero y el segundo sufrirán unas pérdidas cuando se tense el tercero y de esa manera secuencialmente. Pueden calcularse mediante la expresión:

$$\Delta_{ES} = K_{ES} E_p \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

Donde K_{ES} es 0.50 para elementos postensados con tendones secuencialmente tensados.

2.1.3.2. Pérdidas diferidas.

Las pérdidas diferidas son las que ocurren después del tensado. Estas se distribuyen en todo el tendón a lo largo del tiempo debido a que el acero de presfuerzo no se encuentra adherido al concreto.

a) Flujo plástico o creep del concreto: En el transcurso del tiempo la compresión inducida por el presfuerzo produce acortamientos en el elemento de concreto. Este fenómeno es un incremento de las deformaciones bajo esfuerzos sostenidos, por lo cual puede considerarse como proporcional al esfuerzo neto de compresión en el elemento.

$$\Delta_{CR} = K_{CR} \frac{E_p}{E_c} (f_{cpi} - f_{cd})$$

El factor K_{CR} es considerado con el valor de 2 en concretos de peso normal.

b) Contracción de fragua del concreto: La contracción de fragua es considerada principalmente como la pérdida de agua en el elemento de concreto y es influenciada por la razón volumen/superficie y la humedad relativa del medio ambiente.

$$\Delta_{SH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_p (1 - 0.00236 V/S) (100 - HR)$$

K_{SH} es un factor que considera la cantidad de acortamiento que habrá tenido lugar antes la carga de presfuerzo. Para elementos postensados se puede considerar:

Tabla 2 Constante de Acortamiento de Fragua K_{SH} (9)

Días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

c) Relajación del acero de presfuerzo: Es definida como la pérdida del esfuerzo en un material bajo una deformación constante, en este caso el acero de presfuerzo, y es el resultado de una alteración permanente del cada filamento. La razón de relajación en cualquier punto en tiempo depende del nivel en el que se encuentra esforzado, debido a que las pérdidas que continúan desarrollándose en el tiempo producen una disminución en la relajación. La ecuación aproximada que determina la pérdida viene dada por la expresión:

$$\Delta_{RE} = K_{RE} - J \cdot (\Delta_{CR} + \Delta_{SR} + \Delta_{ES}) C$$

Donde K_{RE} , J es función del tipo de acero. En este caso los tendones usados para el sistema postensado proporcionan valores de 34.47 MPa y 0.04 respectivamente; C es una función del tipo de acero y del nivel de esfuerzo en el tendón (f_{pi}/f_{pu}). Debido la poca exactitud del esfuerzo en el tendón no adherido se considera típicamente esta razón como 0.70 lo cual proporciona un valor de esta constante de 0,75.

2.2. DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS CON EL SISTEMA NO ADHERIDO

En el diseño de los elementos postensados, es una práctica común seleccionar la mínima cantidad de fuerza requerida para satisfacer los requerimientos de servicio, y luego verificar los requerimientos de resistencia en las secciones críticas. Si las secciones no tienen la resistencia requerida se añade refuerzo no presforzado.

2.2.1. Diseño en condiciones de servicio

Las condiciones de servicio describen el comportamiento de la estructura bajo las cargas actuantes en su vida útil, tanto en la etapa de transferencia del presfuerzo como bajo cargas sostenidas y a largo plazo. El diseño está gobernado por el control de los esfuerzos y las deflexiones. Los elementos son clasificados como elementos del tipo No Agrietado (U), Transición (T) y Fisurado (C) según la Tabla 24.5.2.1 del ACI 318 (1), Generalmente son diseñados como clase U con cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, después de tener en cuenta todas las pérdidas. En el estado agrietado C, es cuando la sección supera el límite de rotura del concreto $\sqrt{f'c}$, por lo que se emplea la sección fisurada.

Tabla 3 Clasificación de elementos presforzados sometidos a flexión (1)

Comportamiento Supuesto	Clase	Límites de f_t
No fisurado	U	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$0.62\sqrt{f'c} \leq f_t < \sqrt{f'c}$
Fisurado	C	$f_t > \sqrt{f'c}$

2.2.1.1. Etapa de Transferencia o Inicial: Es el estado después de la transferencia del presfuerzo al concreto. Las características en esta etapa son:

- La fuerza de presfuerzo es máxima, las únicas pérdidas consideradas en la etapa de transferencia son las producidas por efectos de fricción del acero de presfuerzo y el acortamiento elástico producido en el concreto.
- La carga aplicada sobre la estructura es mínima, considerando tan solo aquellas que se presentan durante la liberación del encofrado, la cual es generalmente el peso propio de la estructura.

- Los esfuerzos en los elementos son limitados según los valores establecidos de compresión y tracción admisibles que son: $0.60f'_{ci}$ y $0.25\sqrt{f'_{ci}}$, respectivamente.

En el caso de exceder los esfuerzos de tracción admisibles es posible añadir un refuerzo pasivo, en la zona de tracción, calculada con la suposición de una sección no fisurada. El refuerzo pasivo adicional se calculará con un esfuerzo admisible de $0.6f_y$, sin exceder los 210 MPa como se encuentra en el comentario del ítem 24.5.3.2 del ACI-318. (1)

2.2.1.2. Etapa bajo cargas sostenidas y final: Siguiendo la hipótesis de que las secciones se comportan dentro del rango elástico y no agrietado. Según la clasificación de los miembros sometidos a flexión los elementos Clase U, si los esfuerzos de tracción no superan $0.62\sqrt{f'_{c}}$. Las características en esta etapa son:

- Todas las cargas muertas se encuentran sin amplificar, las cargas vivas dependen del uso establecido en el código de diseño, generalmente en condiciones de carga sostenida se considera un porcentaje de esta (generalmente un 30%) y en la etapa final toda la capacidad de carga de la estructura; se asume también los daderos para la sobrecarga
- La fuerza postensora se encuentra estable o es efectiva, las pérdidas por efecto de las deformaciones diferidas que se producen en el tiempo por efectos del flujo plástico del concreto, el acortamiento de fragua y relajación en el acero de presfuerzo son determinadas para estimar una fuerza estable.

2.2.1.3. Deflexiones admisibles a largo plazo: En los elementos de concreto cambian en el tiempo debido a los efectos del flujo plástico y el acortamiento de fragua. El flujo plástico es debido a la carga sostenida que actúa en el tiempo, mientras que el acortamiento de fragua es debido a la pérdida de humedad. Las deflexiones producidas por estos efectos son una continua magnificación de la deflexión en la estructura y por lo tanto de la magnitud y la dirección de la carga. Según las recomendaciones del ACI, las deflexiones a largo plazo pueden considerarse amplificando la deflexión elástica que ocurre en el elemento bajo cargas sostenidas por un factor llamado el coeficiente de creep. Este valor en estructuras presforzadas puede variar entre 1.5 a 2.0 y en estructuras de concreto armado llegar a 3.0 (10). Las deflexiones deben ser menores que las recomendadas en la Tabla 24.2.2 del ACI 318 (1).

Tabla 4 Deflexiones Admisibles (1)

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de Deflexión
Cubiertas Planas	Que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales		Deflexión debida a L_r , S y R	$L/180^{(1)}$
Entrepisos	susceptibles a sufrir daños debido a grandes deflexiones		Deflexión inmediata por L	$L/360$
Cubiertas planas o entrepisos	Soporten o estén ligados a elementos no estructurales	Susceptibles a sufrir daños debido a grandes deflexiones	La parte de la deflexión total después de la unión de los elementos no estructurales (La suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debido a la carga viva adicional) ²	$L/480^{(3)}$
		No susceptibles a sufrir daños debido a grandes deflexiones		$L/240^{(4)}$

(1) Este límite no tiene por objeto constituirse por una salvaguardia contra el empozamiento del agua. El empozamiento del agua se debe verificar los mediante los cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debido al empozamiento del agua estancada y considerando los efectos de largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha las tolerancias de la construcción, la confiabilidad en las medidas tomadas en el drenaje.

(2) Las deflexiones a largo plazo deben determinarse según 24.2.4 y se puede reducir las deflexiones calculadas antes de que ocurran al unir elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en los datos de ingeniería aceptables correspondientes a los datos de ingeniería aceptables correspondientes a tiempo-deflexión de miembros similares que a los que se están considerando.

(3) Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o ligados.

(4) Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para elementos no estructurales

Los niveles de esfuerzos y las deflexiones esperadas que ha de tener el elemento en cada etapa de servicio y a largo plazo deben garantizar un comportamiento satisfactorio en la vida útil de la estructura.

2.2.1.4. Requerimiento de refuerzo no presforzado mínimo. El requerimiento de acero pasivo mínimo en pórticos con vigas postensadas bajo el sistema no adherido se encuentra señalado en la sección 9.6.23 del ACI 318, con la finalidad de asegurar el comportamiento a flexión en el estado de resistencia última del elemento, en vez de un comportamiento como arco atirantado, y para limitar el ancho de fisuras bajo cargas de servicio, cuando los esfuerzos de tracción excedan el módulo de rotura de concreto. La colocación del refuerzo adherido se basa en investigaciones donde se comparó al comportamiento de vigas postensadas con el refuerzo adherido y no adherido (Mattock 1971) (1). La cantidad de refuerzo mínimo según la expresión:

$$A_{smin} = 0.004 A_{ct}$$

Esto ha demostrado que los elementos de concreto postensado con tendones no adheridos no proporcionan de manera inherente gran capacidad de disipar la energía bajo cargas sísmicas severas, debido a que la respuesta del acero de presfuerzo es principalmente elástica. Se muestra el área A_{ct} que corresponde para el cálculo del refuerzo no presforzado (Figura 2.3).

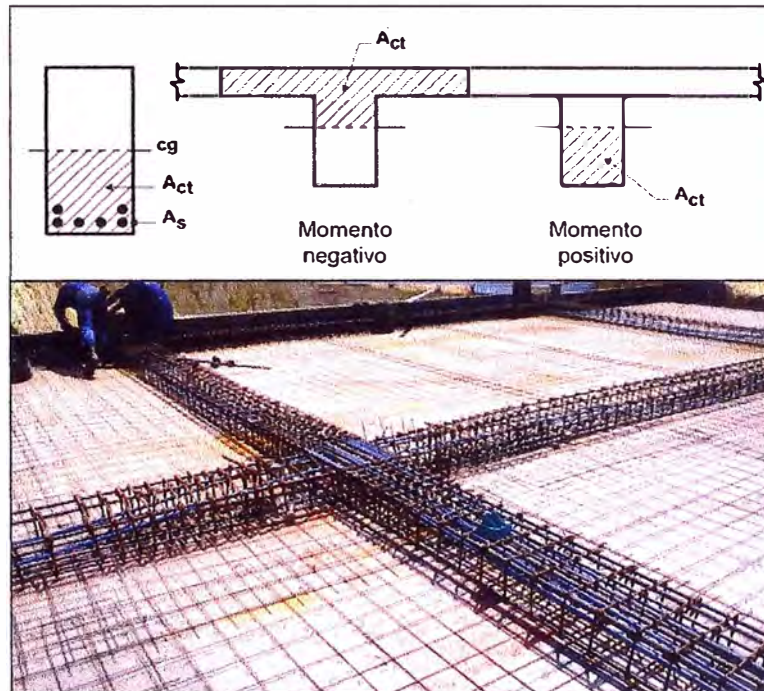


Figura 2.3- Refuerzo mínimo en elementos postensados no adheridos (27)

2.2.2. Diseño en condiciones de resistencia última o rotura.

En condiciones de resistencia última la estructura es diseñada con la idea de garantizar la estabilidad bajo un estado de cargas amplificadas y de esa manera evitar un colapso inmediato. Las combinaciones de carga a emplearse para el diseño de los elementos en condiciones de rotura son las que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones para el diseño de concreto armado (E060 9.2.1 y 9.2.3), asimismo se incluirán los efectos inducidos por el presfuerzo llamados efectos secundarios o hiperestáticos (Figura 2.4), los cuales son producidas por las restricciones de los soportes.

Dado que los parámetros que gobiernan estos efectos son conocidos con mayor exactitud y no están sujetos a variabilidades como las cargas vivas y muertas, se multiplican por un factor igual a uno (6) según lo indica el ítem 18.10.3 del RNE (23) o el ítem 14.5.3.11 del ACI318 (1).

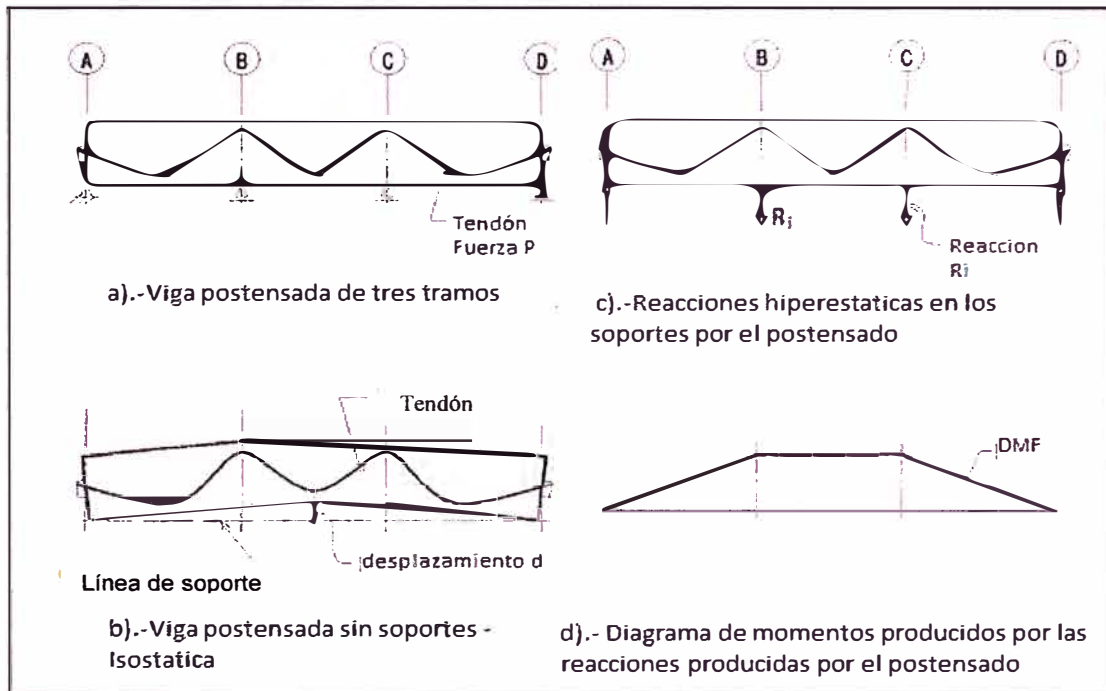


Figura 2.4 Efectos hiperestáticos en viga continua tres tramos (6)

Las combinaciones de carga para el diseño de los elementos presforzados son:

- (1) $U = 1.40 CM + 1.70 CV + 1.00 Hyp$ (Cargas de Gravedad solamente)
- (2) $U = 1.25 (CM + CV) \pm 1.00 CS + 1.00 Hyp$ (Cargas de Gravedad y Sísmicas)
- (3) $U = 0.90 CM \pm 1.00 CS + 1.00 Hyp$ (Cargas de Gravedad y Sísmicas)

Dónde: *CM* son las Cargas muertas, (peso propio y las cargas adicionales), *CV* son las cargas vivas o variables (sobrecarga), *CS* son las cargas por sismo y *Hyp* son las cargas producidas los efectos hiperestáticos del postensado.

Las hipótesis que se tienen para el diseño son:

- El comportamiento es inelástico; las secciones planas permanecen planas pero los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones.
- Todas las cargas muertas y vivas se encuentran amplificadas según lo establecido en la normativa vigente.
- La fuerza postensora se encuentra en niveles nominales según lo especificado tanto para flexión como en corte.

En el caso que el momento actuante exceda a la capacidad resistente provista por el acero de presfuerzo, una cantidad de acero de refuerzo convencional es adicionado para satisfacer la demanda.

2.2.2.1. Resistencia a la flexión

El estado de resistencia última o rotura es verificado para asegurar que el momento actuante M_u no exceda al momento nominal resistente ϕM_n . La resistencia nominal del acero de presfuerzo f_{ps} para el sistema no adherido no posee una expresión analítica exacta, debido a que no existe compatibilidad de deformaciones con el concreto, pero se tienen expresiones aproximadas que aparecen en la Tabla 5 en la sección 20.3.2.4.1 del ACI 318 (1), las cuales han resultado de ensayos de laboratorios en vigas y losas con tendones no adheridos.

Tabla 5 Esfuerzos Nominales en el Acero No Adherido (1)

l_n/h	f_{ps}	
≤35	El menor de	$f_{se} + 70 + \frac{f'c}{100\rho_p}$
		$f_{se} + 420$
		f_{py}
>35	El menor de	$f_{se} + 70 + \frac{f'c}{300\rho_p}$
		$f_{se} + 210$
		f_{py}

El momento nominal puede ser calculado según las expresiones para vigas de sección rectangular (Figura 2.5).

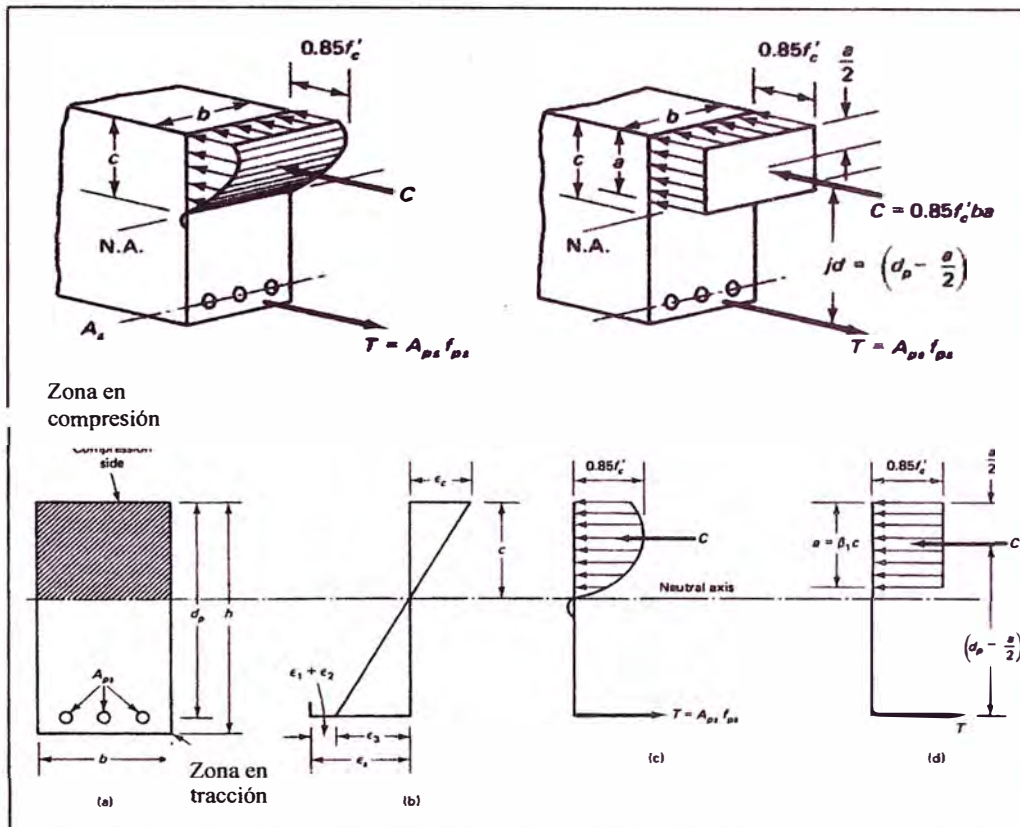


Figura 2.5 Sección de viga - Deformaciones, esfuerzos reales y equivalentes (16)

En vigas de sección rectangular se tiene las siguientes expresiones:

Profundidad del bloque de compresión.
$$a = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A_s' f_y}{0.85 b f'_c}$$

Momento Nominal
$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Asimismo, para garantizar un comportamiento dúctil de la sección la cuantía del acero de presfuerzo está limitada por la expresión.

$$\omega_p + \left(d / d_p \right) (\omega - \omega') \leq 0.32 \beta_1$$

2.2.2.2. Resistencia al corte:

El cortante actuante V_u no debe exceder al cortante nominal resistente ϕV_n , que es calculado como los aportes del concreto ϕV_c y el refuerzo pasivo transversal ϕV_s . La resistencia nominal proporcionada por el concreto es calculada según las expresiones establecidas ítem 22.5.8.1 del ACI 318 -14 (1), para miembros presforzados a flexión que cumplan con

$$A_{ps} f_{se} \geq 0.40 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$$

Aademás V_c debe ser calculado de acuerdo con la tabla , pero no debe ser menor a valor obtenido con $V_c = 0.17\sqrt{f'_c}$.

Vc		
El menor valor de (a), (b) o (c)	$\left(0.05\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d_p$	(a)
	$(0.05\sqrt{f'_c} + 4.8) b_w d_p$	(b)
	$0.42\sqrt{f'_c} b_w d_p$	(c)

Tabla 6 Método aproximado para calcular Vc

El refuerzo mínimo por corte está definido según el reglamento E060.

$$A_{v_{\min}} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS DÚCTILES

Un pórtico perteneciente al sistema de cargas laterales se denomina pórtico dúctil especial o simplemente pórtico especial, si cumple con determinadas condiciones de cuantías mínimas y máximas de acero de refuerzo longitudinal y transversal, relaciones de ancho y espesor mínimos, y otras restricciones que tratan de evitar cualquier falla frágil.

2.3.1. Características de las vigas en pórticos sísmicos

Las recomendaciones para elementos sometidos a flexión se aplican si se cumplen las siguientes condiciones establecidas del ítem 18.6.2.1 del ACI 318 (1):

- La fuerza axial por efecto de cargas amplificadas debe ser menor o igual a $0.10A_g f'_c$, donde A_g es el área completa de la sección transversal.
- La luz libre de la viga debe ser mayor o igual a cuatro veces su peralte.
- La relación entre ancho y peralte debe ser mayor a 0.30.
- El ancho del elemento a flexión debe ser mayor a 250mm
- El ancho de un elemento a flexión que sobresale de un elemento de apoyo (medido desde su plano de la sección transversal) debe ser menor el valor del ancho del elemento que lo soporte o más de tres cuartos de su canto efectivo (Figura 2.6)

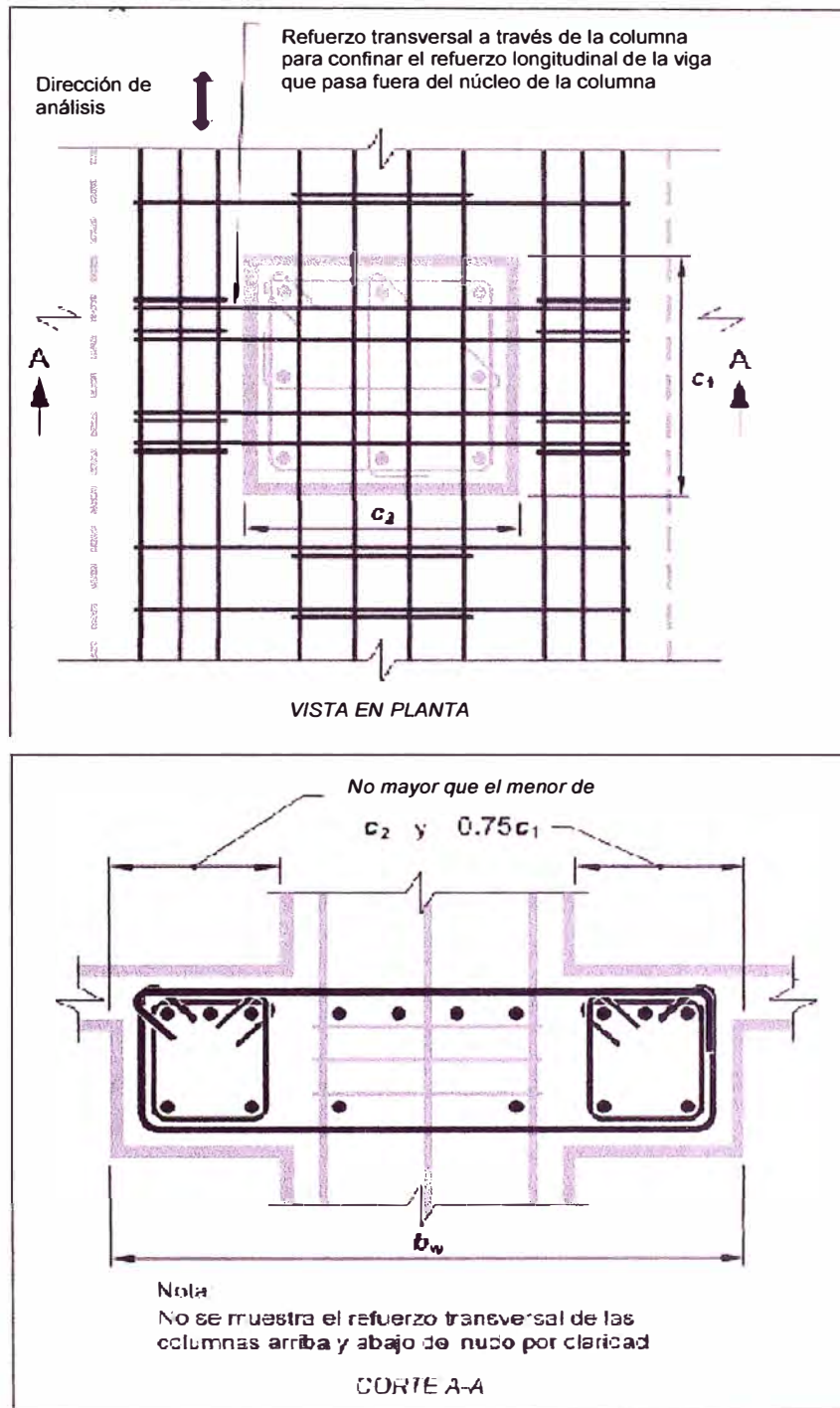


Figura 2.6 Ancho de vigas admisibles en pórticos de momento (1)

Estas recomendaciones se fundamentan en los resultados experimentales, que indican que bajo cargas cíclicas y en el rango no lineal, el comportamiento de elementos sometidos a flexión que no cumplen con estas condiciones es distinto que el de elementos relativamente esbeltos que si las cumplen. En cuanto al refuerzo longitudinal, las recomendaciones establecen que por lo menos deben emplearse dos varillas en el refuerzo negativo y positivo.

La cuantía mínima tanto para el refuerzo superior como inferior, es $14/f_y$ y la máxima es de 0.025, para facilitar la puesta de obra del concreto y evitar una falla frágil.

En los nudos, la resistencia a momento positivo debe ser por lo menos igual al 50% de la resistencia al momento negativo y viceversa para tener en cuenta una eventual inversión de momentos debido a la acción sísmica. Además, en cualquier sección del elemento se debe cumplir que tanto la resistencia a momento negativo debe ser igual o mayor que un 25% de la máxima resistencia a momentos negativos en los nudos.

El refuerzo transversal, debe estar ubicado con un espaciamiento determinado a una distancia mínima de dos veces el peralte medido desde la cara de las columnas, donde se esperan que se desarrollen las rótulas plásticas. (Figura 2.7).

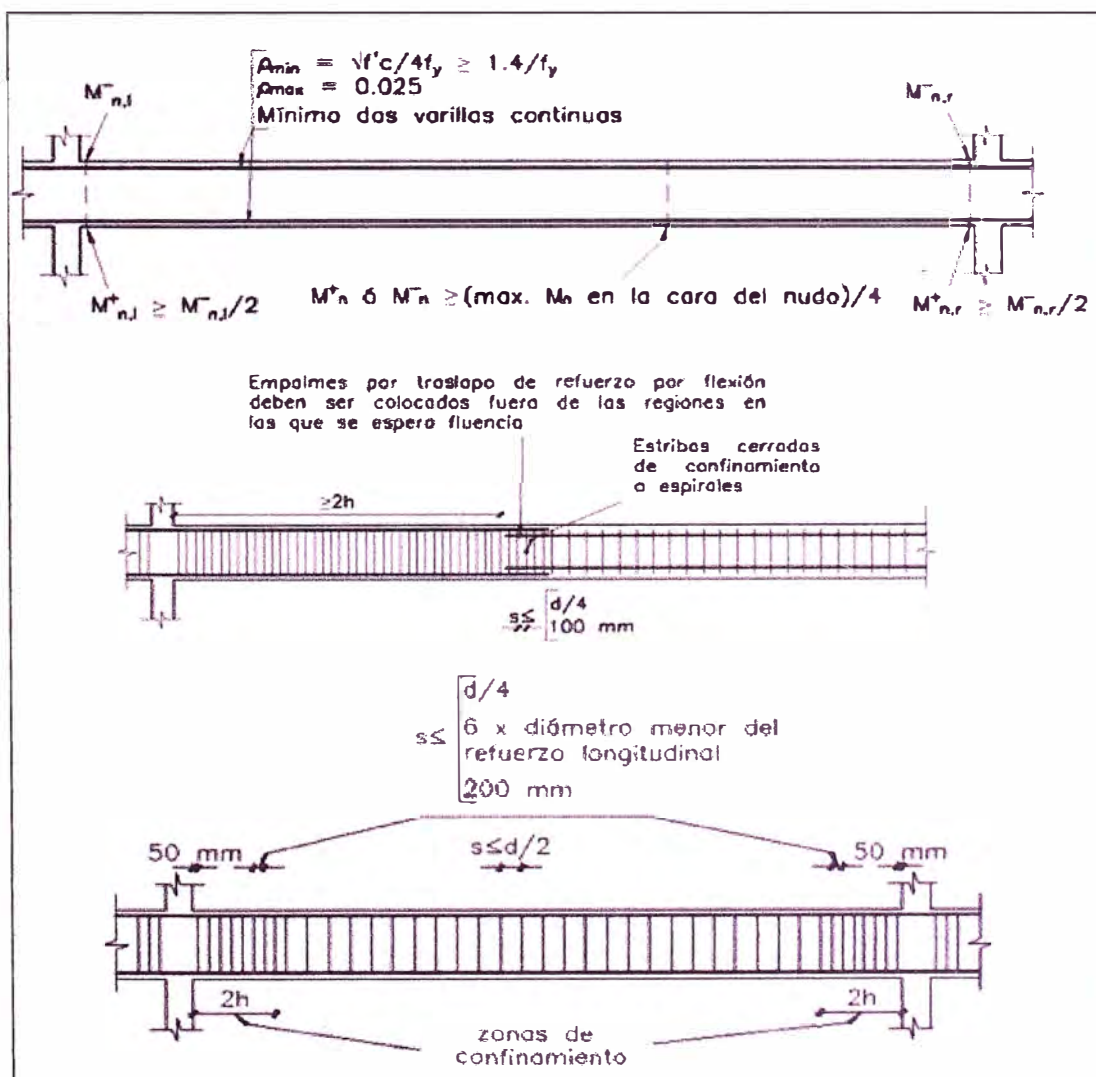


Figura 2.7 Consideraciones en Vigas - Pórticos Momento (17)

Si se cumplen estas recomendaciones, la ductilidad que se puede esperar en los elementos de concreto armado sometidas principalmente a flexión es entre 6 y 10 variando entre otros factores, el refuerzo transversal y axial.

2.3.2. Características de las columnas en pórticos de momento

Las recomendaciones para elementos sometidos a flexo compresión se aplican si se cumplen las siguientes condiciones establecidas en el ACI 318:

- La fuerza axial debido a las cargas amplificadas es mayor a $0.10 A_g f'_c$.
- La menor dimensión de la sección transversal que pasa por su centroide es 300mm
- La relación entre la menor dimensión y la correspondiente a la sección perpendicular que pase por el centroide sección debe ser mayor que 0.40.

Si una columna no cumple con estas dos últimas condiciones no se le debe incluir como parte del sistema resistente a cargas laterales.

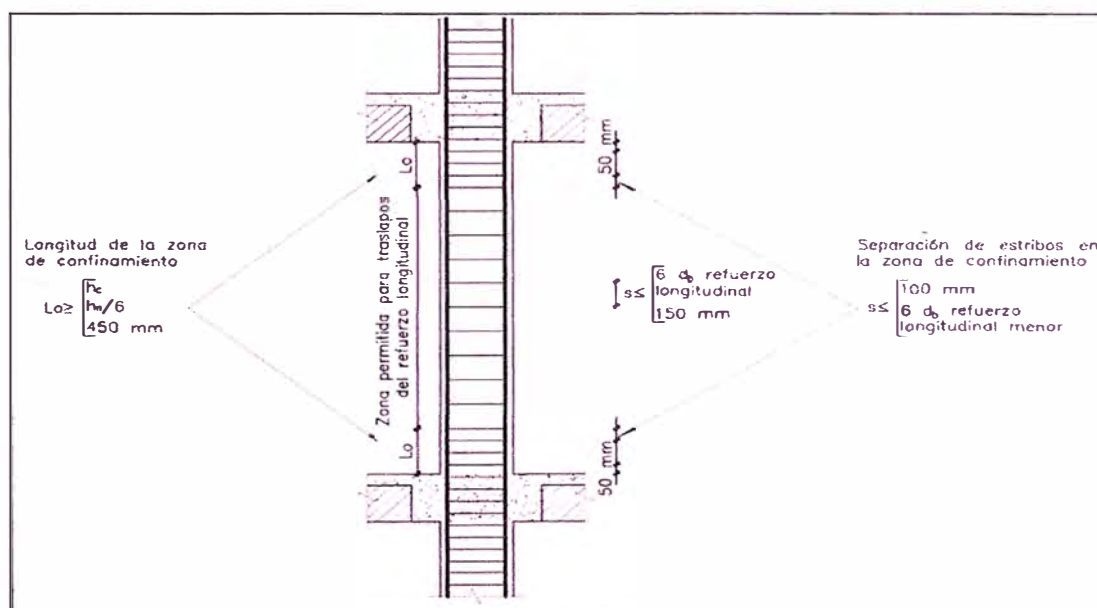


Figura 2.8 Consideraciones en Columnas – Pórticos sísmicos (17)

En relación al refuerzo longitudinal estas recomendaciones establecen que la cuantía total mínima y máxima debe ser 1% y 6% respectivamente. Con la finalidad de evitar las rotulas plásticas en las columnas y seguir el criterio de columna fuerte y viga débil, se establece que si la fuerza axial es mayor que $0.10 f'_c A_g$, las sumas de las resistencias en las columnas incluyendo en la fuerza axial debe ser mayor a 6/5 de la suma de las resistencias para los momentos de las vigas. Las resistencias a flexión se suman de manera tal

que las resistencias de las vigas se oponen a las resistencias de las columnas.

2.4. CONSIDERACIONES SÍSMICAS EN PÓRTICOS POSTENSADOS.

Las consideraciones de diseño sísmico cuando se emplea acero presforzado, siguen las recomendaciones del ítem 18.6.3.5 del ACI 318-14 (1) y se indican tal como se encuentra en las especificaciones y los comentarios:

(a). - “El presfuerzo promedio, f_{pc} calculado para un área igual al menor de las dimensiones de la sección transversal del elemento multiplicada por dimensión perpendicular no debe exceder al menor valor de 3.50 MPa o $f'_c/10$. “Estos requisitos se desarrollaron, en parte, con base a las observaciones del comportamiento de edificaciones en sismos (ACI 423.3R-05). Para calcular el preesfuerzo promedio, usualmente la dimensión menor de la sección transversal en una viga es la dimensión del alma, y no es lo usual referirse al espesor del ala. En una región potencial de articulación plástica, el límite en la deformación unitaria y el requisito de tendones no adheridos tratan de prevenir la fractura de los tendones bajo deformación sísmica inelástica. Se debe calcular la deformación unitaria en el acero de preesfuerzo considerando el mecanismo inelástico anticipado de la estructura”.

(b). - “El acero presforzado no debe estar adherido en las zonas potenciales de articulación plástica y las deformaciones unitarias del acero de presfuerzo bajo el desplazamiento de diseño no deberán ser mayores a 0.01”.

“Para acero de preesfuerzo no adherido a lo largo de toda la luz de la viga, generalmente, las deformaciones unitarias se encontrarán muy por debajo del límite especificado. Para el acero de preesfuerzo con una longitud corta no adherida a través del nudo o adyacente a él, la deformación unitaria adicional debida a las deformaciones sísmicas se calcula como el producto de la altura del eje neutro multiplicado por la suma de las rotaciones de la articulación plástica en el nudo, dividido por la longitud no adherida”.

(c). - “El acero de presfuerzo no debe contribuir con más de un cuarto de la resistencia a la flexión positiva o negativa en la sección crítica de una región de articulación plástica y debe estar anclado en la cara extrema del nudo o más allá de ella”.

Las restricciones a la resistencia a flexión proporcionada por los tendones se basan en los resultados de estudios analíticos y experimentales (*Ishizuka*

Hawkins 1987; Park Thompson 1977; Thompson Park 1980). A pesar de que se puede obtener un comportamiento sísmico satisfactorio con mayores cuantías de acero de preesfuerzo, esta restricción es necesaria para permitir el uso de los mismos coeficientes de modificación de respuesta y de amplificación de la deflexión, como los especificados en los reglamentos modelo para pórticos especiales resistentes a momento sin acero de preesfuerzo. Los pórticos especiales resistentes a momento preesforzados en general contienen refuerzo presforzado continuo que está anclado, con suficiente recubrimiento en, o más allá de la cara exterior de cada conexión viga-columna localizada en los extremos del pórtico resistente a momento”.

(d). –“Los anclajes de postensados resistentes a las fuerzas inducidas por los sismos deben ser capaces de resistir 50 ciclos de carga que ocurran dentro del 40 al 85 por ciento de la resistencia a tracción especificada del acero de presfuerzo”.

“Los ensayos de fatiga para 50 ciclos cargas entre 40 y 80 por ciento de la resistencia especificada a tracción del acero de preesfuerzo han sido una práctica de la industria con larga tradición (*ACI 423.3R-05; ACI 423.7-07*). El límite de 80 por ciento fue incrementado a 85 por ciento para hacerlo compatible al límite de 1 por ciento en la deformación unitaria del acero de preesfuerzo. Los ensayos en este rango de esfuerzos intentan simular de manera conservadora el efecto de un sismo severo. *ACI 423.7* presenta detalles adicionales de los procedimientos de ensayo para diferentes niveles de esfuerzo. La normativa que se ocupa de los sistemas de anclajes para tendones no adheridos se encuentra especificado en el Manual del Postensado publicado por el PTI, el cual contiene los requisitos mínimos para los ensayos estáticos y dinámicos que indican las condiciones más severas que anticipan a un sismo de alta intensidad. Estas especificaciones requieren también que los cables no adherentes satisfagan los requisitos para el diseño en fatiga”.

2.4.1. Diseño sismorresistente de estructuras con pórticos postensados.

Una estructura se divide generalmente en sistemas estructurales resistentes a cargas laterales y resistentes a cargas gravitacionales. Como se muestra en la estructuración de un edificio de San Francisco en los Estados Unidos. (Figura 2.9). En edificios donde encontramos dos sistemas independientes

(resistentes a cargas laterales y otros a cargas de gravedad) ambos tienden a experimentar deformaciones inducidas por el movimiento sísmico. En el caso de edificios que poseen elementos preesforzados, que conforman parte del sistema resistente a cargas laterales, los códigos de diseño establecen que estos deben ser capaces de asemejarse al comportamiento de los pórticos de concreto reforzado convencional.



Figura 2.9 Pórticos Sísmicos y de Gravedad (8)

2.4.2. Acero postensado no adherido en pórticos especiales.

2.4.2.1. Comportamiento a flexión

La mínima resistencia por flexión positiva sea por lo menos el 50% de su resistencia a momentos negativos y viceversa. Sin este requerimiento las vigas con refuerzo no presforzado o tendones completamente adheridos no podrían desarrollar una curvatura residual que incrementaría en repetidos ciclos. El postensado es diseñado para cargas gravitacionales, y cualquier momento adicional requerido por fuerzas sísmicas podría ser resistido por refuerzo no presforzado. Para pórticos resistentes a momentos (Pórticos Especiales) el requerimiento para el momento positivo sea por lo menos el 50% de la capacidad en flexión a momento negativo resultaría en una gran cantidad de refuerzo inferior que podría ser no necesario. El momento debido al presfuerzo es un momento secundario que debería ser considerado por el refuerzo no presforzado en la parte inferior de la viga en adición al momento negativo en la cara de la columna inducido por el sismo y el momento por la

carga muerta. El postensado no adherido se comporta en el rango elástico y esto comprimiría el refuerzo no presforzado en la región de flexión negativa y lo regresaría hasta una deformación nula cuando el centroide del refuerzo presforzado está por encima del eje neutro de la sección.

2.4.2.2. Comportamiento al cortante

Los efectos del postensado en su resistencia al cortante son más beneficiosos que en los miembros de concreto armado. La precompresión proporcionada por el presfuerzo reduce el esfuerzo principal a tensión en la región de máximo cortante, lo cual reduce el agrietamiento e incluso reduce la cantidad de refuerzo por corte. El perfil de los tendones postensados también contribuye con un cortante resistente con la componente vertical del refuerzo presforzado bajo cargas de gravedad. Sin embargo, los códigos de diseño requieren que la componente vertical no sea usada en la cortante inducida por las cargas sísmicas, debido a que las fuerzas sísmicas son reversibles. Si el cortante inducido por fuerzas sísmicas es adicionado con la carga muerta, el cortante se incrementa. Todas las deformaciones inelásticas son diseñadas para ocurrir en la interfaz entre la columna y la viga. El postensado es diseñado para llegar a comportarse en el rango elástico y la capacidad de la disipación de energía es proporcionada en su totalidad por el refuerzo pasivo. Con el sistema de pórticos híbridos postensados (acero presforzado y no presforzado), el acero convencional debe ser proporcionado tanto en la parte superior como inferior de la sección para asegurar para asegurar una unión monolítica en la unión viga-columna.

CAPÍTULO III: DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y POSTENSADO.

3.1. CONCEPTOS GENERALES DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO

3.1.1. Diseño por Resistencia y Desempeño

Una práctica convencional en el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica ha sido utilizar procedimientos simplificados basados principalmente en el concepto de Diseño por Resistencia, donde se tiene una concepción imprecisa sobre la ductilidad de la estructura, la cual no garantiza que bajo una determinada sollicitación sísmica el desempeño de la estructura sea adecuado. El concepto de Diseño por Desempeño va más allá de evitar el colapso de una estructura frente a un sismo de diseño, En esta metodología también se tienen en cuenta otros aspectos que pueden implicar la inutilización de la edificación debido a desplazamientos permanentes y graves daños en elementos no estructurales, sin olvidar, que estos elementos pueden representar gran parte del costo total de una edificación en el caso de una reparación.

Una gran ventaja del diseño por desempeño (Figura 3.1), es la acertada estimación de la demanda en términos de rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación, es posible obtener un comportamiento adecuado de una edificación bajo ciertos niveles de desempeño y también determinar la vulnerabilidad sísmica con la que ha sido diseñada, basado en criterios y demandas sísmicas diferentes que están estipuladas en el respectivo código de diseño.

El Diseño por Desempeño, fue propuesto en el documento de Visión 2000 de la SEAOC (26), consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos de manera que en ciertos niveles de movimientos del terreno y ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no puedan superar ciertos estados límites.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no sólo es aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos. (Bonnett Díaz, 2003).

El concepto y el criterio del desempeño sísmico se encuentran expresados en los documentos FEMA 178 -emitido originalmente para la evaluación sísmica de edificios y con la intención de predecir el tipo de daño que podrían experimentar en eventos futuros-, y en el FEMA 273 que fue reemplazado subsecuentemente por el FEMA 356 -estos dos fueron emitidos para el diseño de la rehabilitación de edificios. (14)

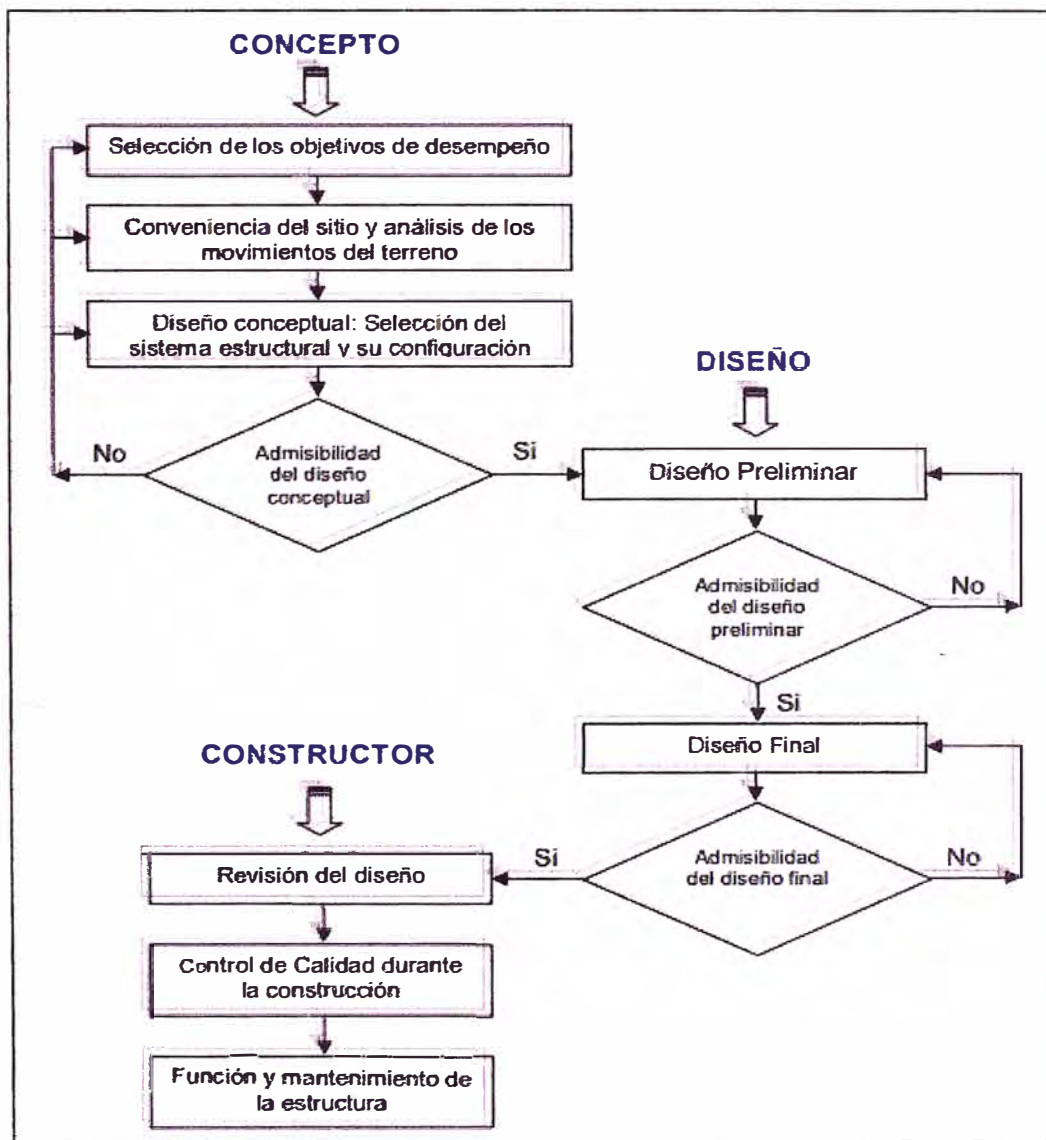


Figura 3.1 Diagrama de flujo del diseño basado en desempeño (14)

3.1.2. Tipos de análisis

La Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA-ASCE) en el ítem C2.4 (14) establece cuatro niveles de jerarquización. Mientras mayor sea este nivel, el desempeño de la edificación estará descrito con mayor precisión, los recursos numéricos e informáticos requeridos también aumentan.

- a) **Análisis Lineal Estático.** Es adecuado sólo para edificios regulares, los cuales responden primordialmente dentro del rango elástico
- b) **Análisis Lineal Dinámico.** Es de gran utilidad para modelar edificaciones irregulares, las cuales responden primordialmente dentro del rango elástico
- c) **Análisis No Lineal Estático.** Sirve para modelar edificaciones que presentan demandas más allá del rango elástico, pero no valora de forma completa la respuesta dinámica, especialmente los efectos de los modos superiores.
- d) **Análisis No Lineal Dinámico.** Es el método más completo de análisis, ya que modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica.

3.1.3. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, representa una condición tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico (ATC- 40, 1996) (4). Expresa la máxima extensión del daño, considerando tanto condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido y ocupantes.

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995). Dependiendo de los deseos del propietario de la edificación, existe un amplio rango de requerimientos de desempeño estructural los cuales pueden ser adaptados según los objetivos de rehabilitación requeridos (14) y está relacionado con la función de la edificación.

3.1.3.1. Propuesta del Comité VISION 2000 SEAOC (14)

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño. En la mencionada referencia, se incluye una amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y sub-sistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). Tabla 7, resume algunas de las principales

características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños identificados a través de los siguientes calificadores:

Tabla 7 Estado de daño y niveles de desempeño SEAO

Estado de Daño	Nivel de Diseño	Descripción de Daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño Estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
Leve	Operacional	Agrietamientos en los elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos de los elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden verse dañados. Pueden ser necesario cerrar el edificio temporalmente
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios no estructurales y contenidos y pueden llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdidas parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible reparación.

3.1.3.2. Propuesta del ATC 40, FEMA 356

La propuesta del ATC-40 (1996) (4) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación. A continuación, se presenta un resumen descrito de cada nivel (14)

- **Nivel de desempeño para la estructura:** Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad. estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, ("Structural Performance", donde n es un número).

SP-1: Ocupación Inmediata; el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2: Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.

SP-3: Seguridad; puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4: Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5: Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un peligro elevado, para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6: No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Ocupación inmediata; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no

comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos

- **Nivel de desempeño de la edificación:** Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. La Tabla 8, muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1- B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables. La definición de estos niveles de desempeño se encuentran en la Figura 3.2 que se encuentra en el ítem C1.5.3 del FEMA 356 (14).

Tabla 8 Niveles de diseño de la edificación ATC-40, 1996 (14)

Niveles de Desempeño no estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Daño Controlado (Rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR

NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-C	5-D	6-D
NP-E No considerada	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

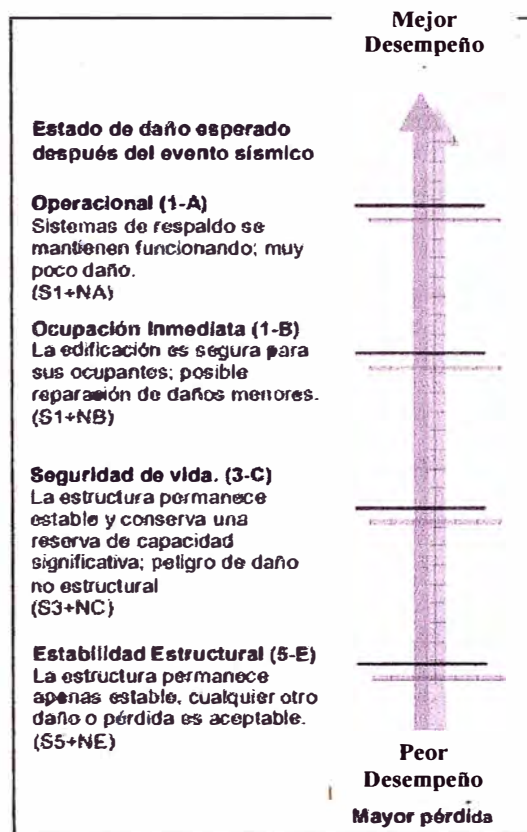


Figura 3.2 Niveles y rango de niveles (14)

3.1.4. Desempeño esperado de la edificación

Describe un comportamiento sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40, 1996) (4). Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en

términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica.

El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como;

$$T = -\frac{1}{\ln(1 - p)}$$

De acuerdo a la propuesta de VISIÓN 2000 para niveles de daño (SEAOC 1995) (14), en la Tabla 9 definen cuatro niveles de amenaza sísmica:

Tabla 9 Niveles de movimiento sísmico (SEAOC 1995)

Nivel del movimiento sísmico	Periodo Promedio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy Raro	970	10% en 100 años

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. La Tabla 10 reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas

Tabla 10 Niveles de Desempeño esperados (SEAOC, 1995)

1...Instalaciones Básica. 2...Instalaciones Esenciales/ Riesgosas. 3...Instalaciones de seguridad crítica. 0...Desempeño inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del movimiento	Frecuente (T= 43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T= 72 años)	2	1	0	0
	Raro (T= 475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T= 970 años)	-	3	2	1

De acuerdo a la propuesta del ATC-40 (1996) (4) se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

- *Sismo de Servicio (SS)*: correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación.
- *Sismo de Diseño (SD)*; correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.
- *Sismo Máximo (SM)*; correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. (24)

El nivel de desempeño esperado, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40 (1996) (4), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas, de preservación. La Tabla 11, presenta a título de ejemplo, un nivel dual de desempeño esperado, asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo (SM).

Tabla 11 Nivel de desempeño, criterio de seguridad básica ATC-40, 1996

Nivel de movimiento de Terreno	Nivel de Desempeño de la Edificación			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			x	

Máximo (SM)				x
-------------	--	--	--	---

3.2. DUCTILIDAD Y RÓTULAS PLÁSTICAS

3.2.1. Deformación por curvatura

El comportamiento de las secciones de concreto reforzado y presforzado sometidas a acciones de diseño puede entenderse mediante el uso de gráficas que relacionen el momento flexionante resistente con la curvatura correspondiente a una sección. Figura 3.3. (19)

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\delta}{kd} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} \rightarrow \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd}$$

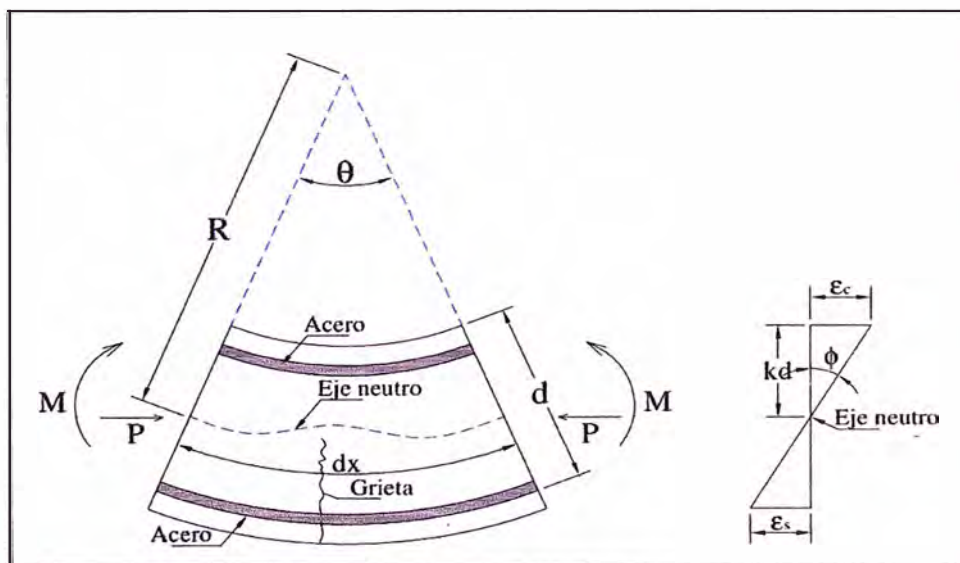


Figura 3.3 Deformación de un elemento en flexión (19)

La rotación y deflexión se obtienen mediante un proceso de integración de las curvaturas. La curvatura se define como la rotación por longitud unitaria, la siguiente expresión proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del elemento, en que dx es una longitud del elemento.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx$$

En la Figura 3.4 muestra un voladizo con deformación debida a la rotación $d\theta$ en el elemento de longitud dx solamente. La rotación $d\theta$ es igual a ϕdx .

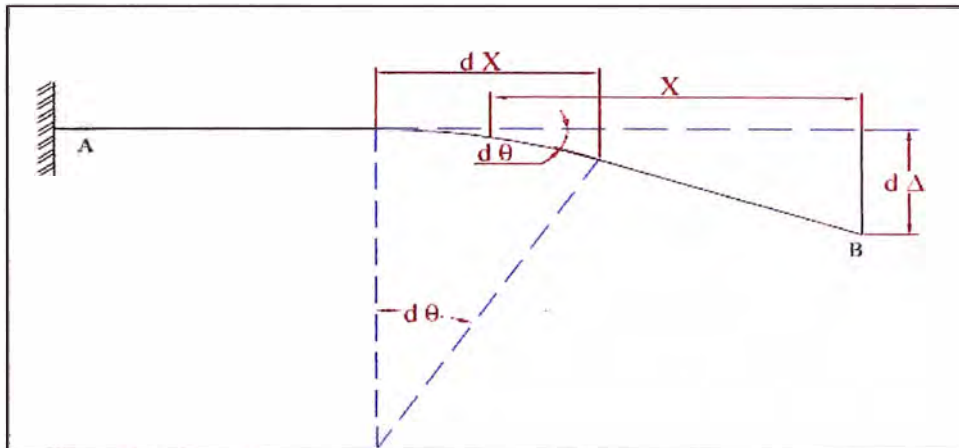


Figura 3.4 Rotación y deflexión de un elemento por flexión

3.2.2. Longitud de rótula plástica

Los valores teóricos para la longitud equivalente de la rótula plástica l_p basada en la integración de la distribución de la curvatura para elementos típicos l_p es directamente proporcional a la longitud del elemento L .

Es evidente que la magnitud de penetración estará relacionada al diámetro de la varilla. La estimación de la longitud efectiva de rótula plástica se mas empleada es mediante la expresión: $l_p = 0.5h$, donde h es el peralte de la sección.

3.2.3. Definición y relaciones de ductilidad

La ductilidad se define como la relación entre la deformación última y la deformación que marca el inicio del comportamiento inelástico de un elemento o sección. La ductilidad permite expresar de manera cuantitativa la capacidad de deformación inelástica disponible, es decir, su capacidad de poder soportar deformaciones inelásticas sin presentar una pérdida importante de su resistencia. La ductilidad puede ser expresada en forma de ductilidad de desplazamiento, de giros o de curvatura, y quedan definidas mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}, \text{ (Ductilidad de desplazamiento)}$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \text{ (Ductilidad de giro)}$$

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}. \text{ (ductilidad de curvatura)}$$

La ductilidad es importante pues permite percibir el proceso de falla de una estructura. Además, es una cualidad importante en el diseño pues permite la

absorción y disipación de energía durante eventos sísmicos. Asimismo, existen factores que afectan a la ductilidad, se presentan a continuación los siguientes:

3.2.3.1. Propiedades del material:

Las deformaciones inelásticas a nivel global requieren que los materiales posean alta ductilidad. El concreto es un material frágil, presenta reducciones abruptas de resistencia y rigidez después de alcanzar la máxima resistencia a compresión, (a mayor resistencia del concreto, menor es la capacidad de deformación inelástica por ello puede ser utilizado refuerzo en el concreto para aumentar la ductilidad).

3.2.3.2. Propiedades de la sección:

La respuesta dúctil de secciones de elementos estructurales diseñados para resistir flexión es generalmente medida a partir de la ductilidad de curvatura, la cual se expresa como:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Donde ϕ_u y ϕ_y son las curvaturas últimas y de fluencia respectivamente.

3.2.3.3. Propiedades de los elementos estructurales:

Una adecuada medida del comportamiento dúctil de un miembro estructural es la ductilidad de rotación la cual se expresa como:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Donde θ_u y θ_y son rotaciones últimas y plásticas respectivamente. Estas rotaciones son calculadas de las curvaturas ϕ_u y ϕ_y .

3.2.3.4. Propiedad de los sistemas estructurales:

El parámetro más conveniente para medir la ductilidad global de una estructura bajo cargas sísmicas es el factor de ductilidad de desplazamiento (μ_{δ}) el cual es definido:

$$\mu_{\delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde: Δ_u y Δ_y son desplazamientos últimos y de fluencia

Sin embargo, esta ductilidad debería ser expresada como ductilidad de desplazamiento de entrepiso más que de techo. La ductilidad traslacional de entrepiso es una medida de la distribución de ductilidad a lo largo de la altura

de edificios de múltiples niveles y vanos, y puede ser utilizada para detectar demandas inelásticas en estructuras irregulares. La ductilidad global de una estructura depende significativamente de la ductilidad local. Grandes deformaciones inelásticas y grandes cantidades de energía de disipación requieren altos valores de ductilidad local.

3.2.4. Mecanismo de colapso, rótulas plásticas y longitud de plastificación

El mecanismo de colapso en estructuras de concreto debe basarse en la flexión o flexo compresión, en elementos comprimidos como en el caso de columnas o vigas prefrozadas, como fuente de disipación de energía y debe suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte. Se elige la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso admisible en el sistema estructural dado.

El mecanismo viga débil – columna fuerte en una estructura aporticada desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso.

Para un desplazamiento la demanda de ductilidad en rótulas plásticas en estructuras con viga débil – columna fuerte es mínima debido a que las deformaciones plásticas son uniformemente distribuidas en toda de la estructura. Asimismo, la capacidad de deformación es razonablemente mayor en una viga donde no actúa la carga axial; Mientras que la formación de una rótula plástica en la base de una columna del primer piso no es deseable porque poseen una menor capacidad de deformación debido a la existencia de una alta carga axial, por lo cual, los ingenieros proporcionan alguna resistencia extra de momento en estas zonas para retrasar la formación de rótulas plásticas en esta zona.

Cuando se ha elegido el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, como se muestra en la Figura 3.5(a), para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia. Puede también aceptarse el mecanismo de la Figura 3.5 (b) cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, como

muchas veces se requiere en el extremo superior de las columnas del último piso. Sin embargo, se debe recalcar que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso, este mecanismo de colapso local es conocido como “piso blando”, tal como se muestra en la Figura 3.5(c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo aceptable mostrado en la Figura 3.5 (b), requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Para vigas de grandes luces, los requerimientos producidos por las cargas gravitacionales pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, una aplicación estricta de la filosofía de diseño por capacidad, usando un mecanismo como el mostrado en la Figura 3.5(a), puede llevar a un demasiado conservador y por consiguiente a un diseño antieconómico, particularmente en el diseño de columnas. En tales pórticos el diseñador debe permitir la formación de rótulas plásticas en columnas interiores arriba y debajo de cada piso para completar el mecanismo del pórtico; siempre y cuando las rótulas plásticas que se formen en las vigas de los tramos extremos, cerca de las columnas exteriores encima del primer piso sean diseñadas para que permanezcan elásticas, evitando de esta forma la formación de “piso blando”, como se muestra en la Figura 3.5(d). (12)

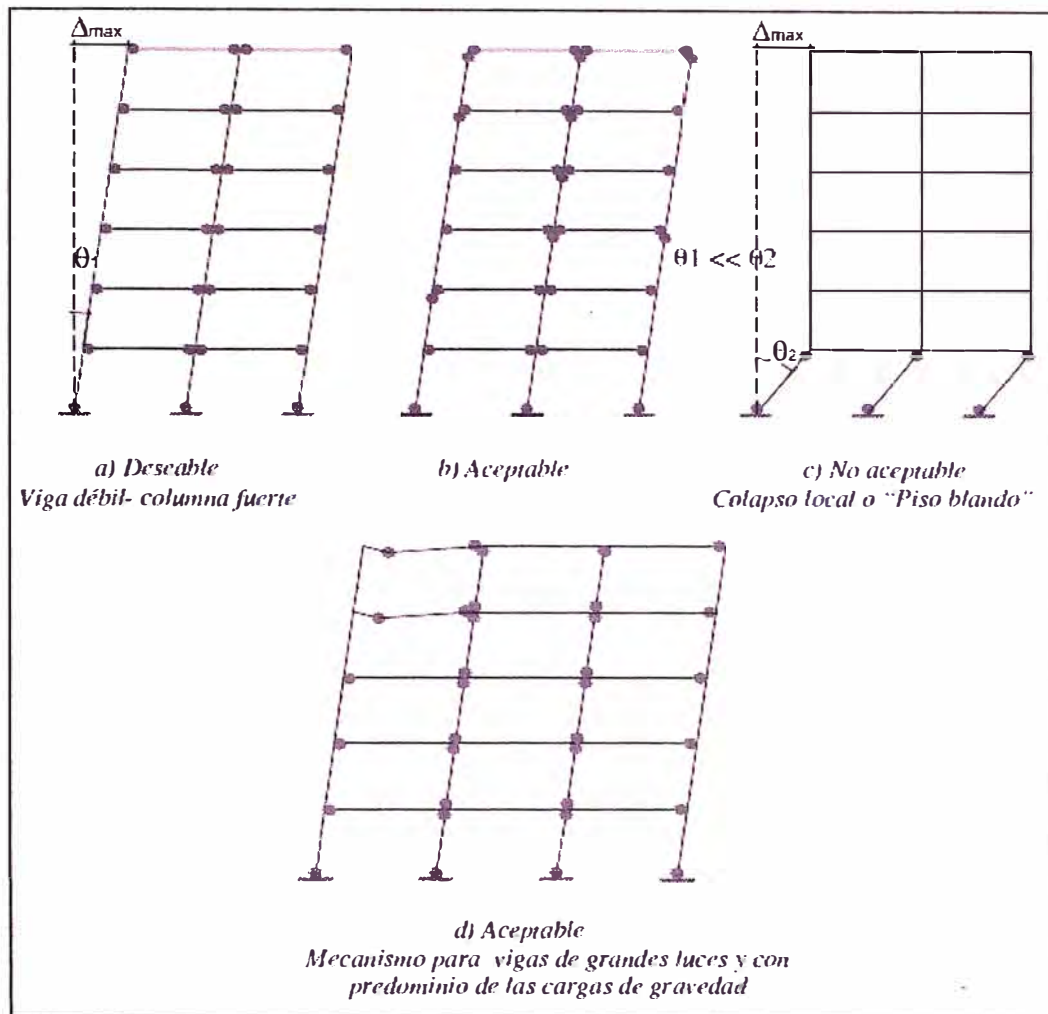


Figura 3.5 Mecanismo de colapso en edificios aporticados (12)

3.3. MODELOS ESFUERZO Y DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

Los elementos de concreto armado y postensado están compuestos por concreto, el acero refuerzo y acero de preesfuerzo. Durante el análisis de una sección es necesario contar con modelos que reproduzcan de manera más real el comportamiento de los materiales.

3.3.1. Concreto confinado - Modelo de Mander

La curva esfuerzo-deformación tiene su rama inicial relativamente lineal aproximadamente hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión, después de que se supera esta primera rama, la pendiente de la curva tiende luego a decrecer hasta alcanzar el valor de su resistencia máxima. La deformación del concreto ϵ_c , varía desde cero hasta la deformación máxima útil ϵ_{cmax} considerada como 0.0020 y una deformación ultima ϵ_{cu} considerada como 0.0038, según los ensayos realizados. (18)

El modelo propuesto por Mander et al. (1988) (18), está definido por una curva continua, y considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , sino también la resistencia a compresión del concreto siendo aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas. En este modelo la deformación unitaria última del concreto ϵ_{cu} se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto, ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto. (Figura 3.6):

$$f_c = \frac{xf_{cc}}{r-1+x^r}, \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo f_{cl} el tipo de estribo con el que el estribo está confinado

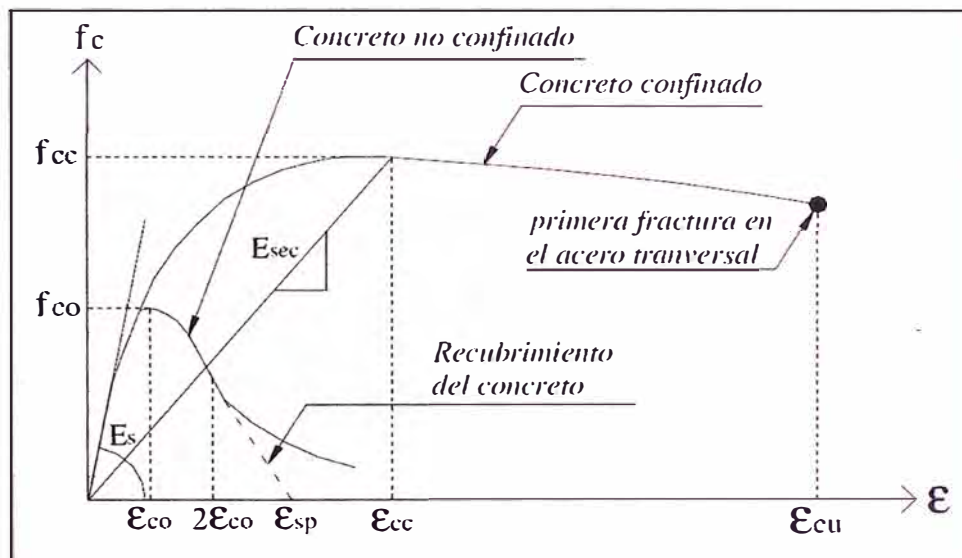


Figura 3.6 Modelo del Concreto no confinado y confinado Mander (18)

Para secciones rectangulares la resistencia máxima a compresión f_{cc} se define mediante las siguientes expresiones: (18)

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} k_e f_{yh} \quad f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

Se muestra de forma esquemática el área de concreto confinado y no confinado de una sección rectangular, así como algunas de las variables que se utilizan en las expresiones del modelo de Mander, además muestra el factor de modificación para secciones rectangulares. (Figura 3.7)

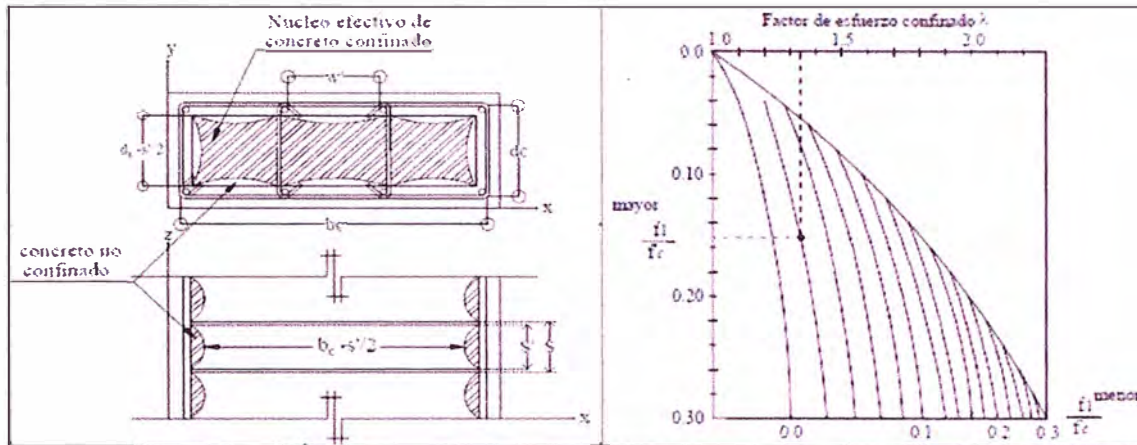


Figura 3.7 Consideraciones para secciones rectangulares (18)

3.3.2. Acero de refuerzo no presforzado - Modelo de Mander

El acero de refuerzo es un material que posee resistencia a la tracción y a la compresión, por lo cual se usa para resistir principalmente los esfuerzos que se inducen en los elementos estructurales, cuando los esfuerzos de compresión actuantes son grandes, comúnmente se usa refuerzo pasivo longitudinal a compresión que trabaja en conjunto con el concreto para resistirlas. La rama de endurecimiento por deformación es aquella que inicia al final de la zona de fluencia ϵ_{sh} . Esta zona se ubica después de la planicie de la posfluencia, el material vuelve a tener capacidad de absorber carga, esto debido al endurecimiento que sufre el acero de refuerzo. En el modelo propuesto por Mander, los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se calculan mediante la siguiente ecuación (18):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p$$

$$p = \frac{\ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{s1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_y} \right)}$$

Las variables f_{s1} y ϵ_{s1} son las coordenadas de un punto obtenido mediante una prueba experimental. La magnitud de la ordenada f_s es aproximadamente el promedio de f_{su} y f_y . Rodríguez y Botero en 1996 (18) realizaron pruebas experimentales en varillas de acero de refuerzo de la República Mexicana y

obtuvieron los parámetros de la curva esfuerzo-deformación. En la Tabla 12 se muestran algunos de los parámetros.

La curva esfuerzo deformación a tracción está formada por tres ramas: elástica lineal, postfluencia y endurecimiento por deformación, como se muestra para un acero con f_y de 4200 kg/cm² como se muestra en la Figura 3.8.

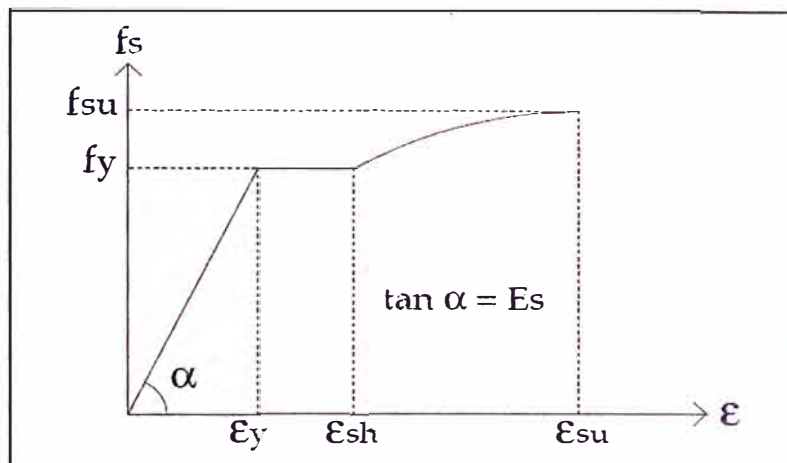


Figura 3.8 Modelo de Mander para el acero de refuerzo (18)

Tabla 12 Parámetros experimentales obtenidos por Rodriguez y Bertero 1996 (18)

Diámetro	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	p
Pequeño	448.85	734.62	0.0088	0.1177	0.1493	3.474
Grande	451.99	729.22	0.0060	0.1420	0.1815	3.362

3.3.3. Acero de refuerzo presforzado - No Adherido

El abordaje analítico para calcular la tensión en las armaduras en forma “exacta” es bastante laborioso e implica un análisis no lineal en el que intervienen las deformaciones del elemento y del cable. Sin embargo, las expresiones proporcionadas por ACI-318 (1) para calcular la resistencia nominal del acero de presfuerzo no adherido, son cercanas a los resultados obtenidos en los ensayos en vigas continuas. Por lo que se consideró que el comportamiento del acero de presfuerzo no adherido es bilineal como se muestra en la Figura 3.9.

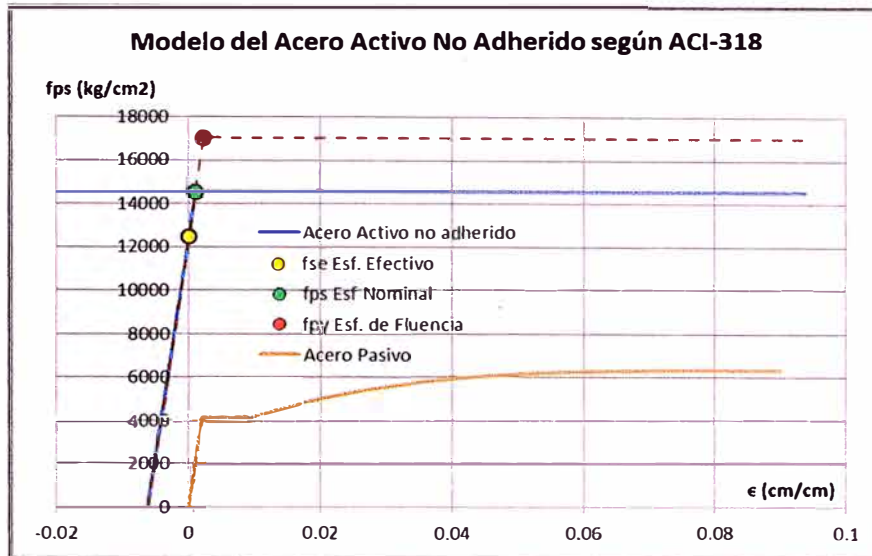


Figura 3.9 Modelo del Acero presforzado no Adherido ACI 318

3.4. CURVA DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE DEMANDA

3.4.1. Análisis Estático Incremental No Lineal o Pushover (AEINL)

El AEINL o pushover es una técnica simple para estudiar la capacidad resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución supuesta de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de fuerzas F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad, como se muestra en Figura 3.10. Utilizando este procedimiento, se identifica la secuencia de agrietamiento, fluencia y fallo de componentes, los estados límite de servicio y la relación entre desplazamientos y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

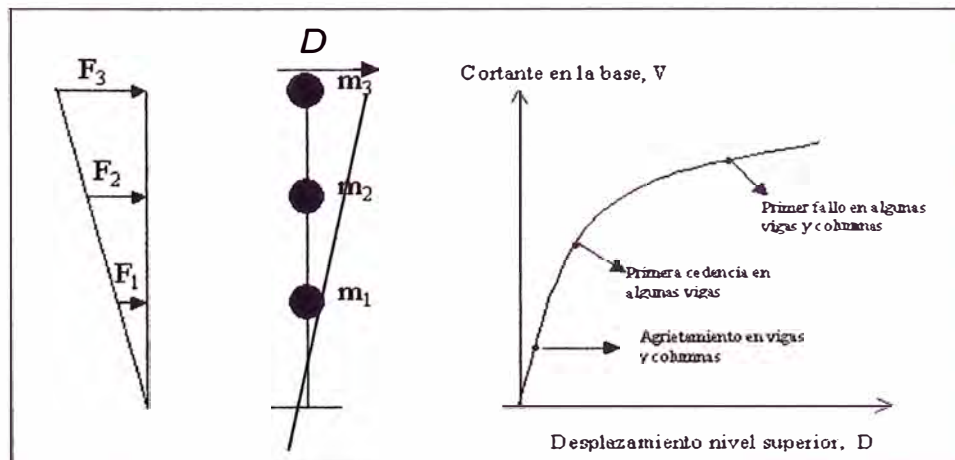


Figura 3.10 Análisis estático incremental no lineal o Pushover y Curva de Capacidad

Cerca del punto de fluencia, la resistencia de la estructura se supone en una relación lineal de la rigidez, y en el trayecto del punto de capacidad de fluencia al punto de capacidad última se considera que la estructura pasa de un estado puramente elástico a un estado plástico. Más allá de este punto se supone un remanente plástico de la estructura. No obstante, se debe tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos.

3.4.1.1. Limitaciones en el AEINL:

- El análisis Pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, desprecia la energía asociada a las componentes dinámicas de fuerzas, es decir la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de rigidez no pueden ser considerados en un análisis Pushover, ya que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos de las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimentan fluencia no lineal o cíclica, no son considerados.

3.4.1.2. Patrón de cargas para el AENL

La forma de distribución de fuerzas laterales constantes, lineal, parabólica, etc. aplicada a una estructura dan lugar a una curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizando por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente obtenida con ambas distribuciones. Las fuerzas laterales que se pueden aplicar a la estructura pueden ser:

- En forma básica, las fuerzas obtenidas según el reglamento E030 (23) para el análisis estático que son determinadas mediante las siguientes expresiones:

$$V_m = \frac{ZUCS}{R} W \quad F_i = \left(\frac{w_i h_i^k}{\sum w_i h_i^k} \right) V_m$$

- En edificios con irregularidad vertical, se aplicarán fuerzas laterales en proporción al producto de la masa de piso y la forma de modo fundamental del modelo elástico de la estructura:

$$V_m = \alpha_m S_m W \quad F_i = \left(\frac{\phi_i w_i}{\sum \phi_i w_i} \right) V_m$$

Donde S_m valor la aceleración espectral para el período de vibración fundamental en la dirección de análisis α_m es el factor de participación de masa y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \phi_{i1} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \phi_{i1}^2 \right]}$$

- Edificios flexibles, se aplicarán fuerzas laterales igual que en el caso anterior, hasta la primera fluencia, después se ajustan las fuerzas para que se ajusten con la deformada de la estructura

3.4.2. Curva Capacidad Estructural y Curva de Capacidad Bilineal

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y la rigidez de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá del límite elástico, se requiere de un AEINL en un modelo representativo de la estructura, la cual generalmente se representa mediante una curva de cortante basal V_{oi} obtenido para varios incrementos de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación Δ_i . El procedimiento propuesto en el ítem 3.3.3.2.4 del FEMA 356 (14) para la representación bilineal de la curva de capacidad ha sido ampliamente utilizado. Según esto, se puede tener una gráfica bilineal como se muestra en Figura 3.11 (14)

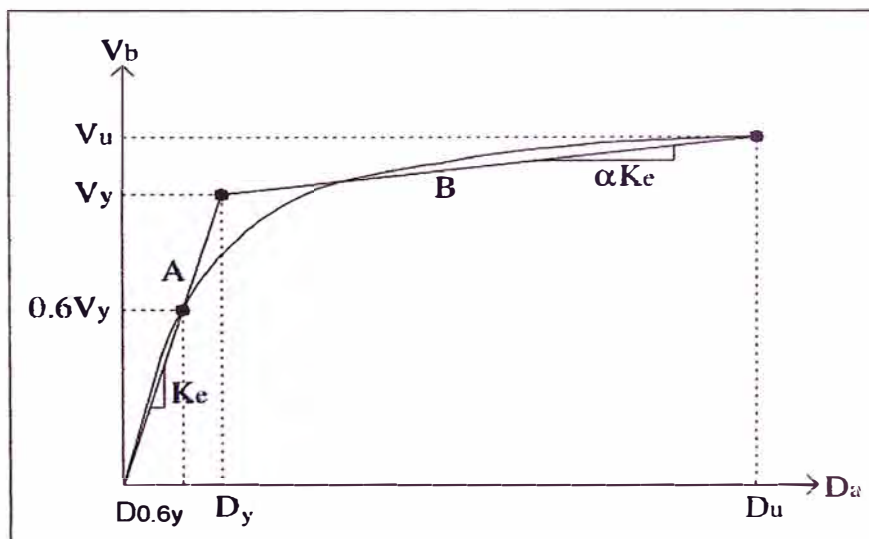


Figura 3.11 Curva de Fuerza desplazamiento bilineal idealizada. (14)

1. Se define el desplazamiento último D_u y su correspondiente cortante basal V_u , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su resistencia última. Estos valores definen el punto B.
2. Se calcula el área bajo la curva de capacidad $Area_{curva}$, utilizando un método de integración.
3. Estimación de la cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se define mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real $Area_{curva}$ y la curva bilineal idealizada $Area_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo
4. Se calcula la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, con un cortante basal igual a $0.60V_y^i$. Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - i. A partir de los datos de la curva, se determina el desplazamiento $D_{0.60Y^i}$ correspondiente a un cortante basal $0.60V_y^i$
 - ii. La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral de la estructura y se calcula mediante la expresión:

$$K_e^i = \frac{0.60V_y^i}{D_{0.60Y^i}}$$

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y^i el cual se define:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

6. Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB.
7. Se calcula el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente expresión:

$$\alpha^i = \frac{V_u / V_y^i - 1}{D_u / D_y^i - 1}$$

8. Se calcula el área de la curva bilineal $Área_{bilineal}$.
9. Se determina el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

Si el error excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere una nueva iteración:

$$V_y^{i+1} = V_y^i \frac{Area_{curva}}{Area_{bilineal}}$$

Se repiten los pasos 04 y 08 con el valor de V_y^{i+1}

3.4.3. Demanda sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de diseño, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i como se muestra en la Figura 3.12.

La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. (14)

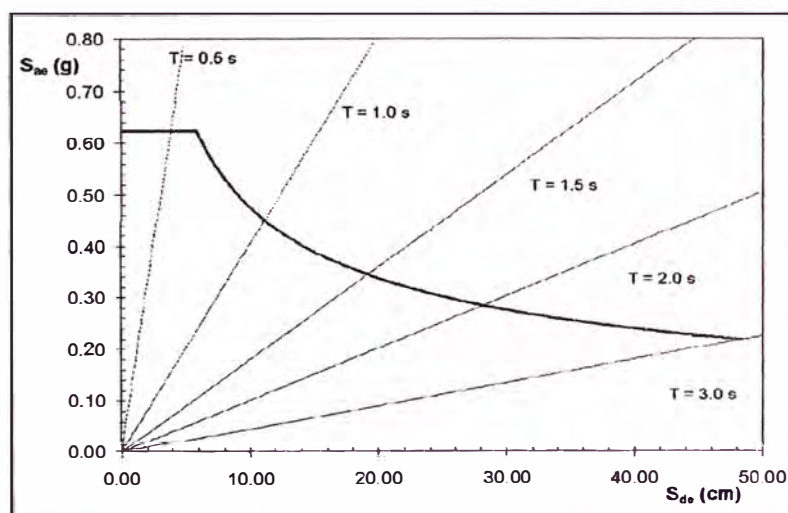


Figura 3.12 Espectro elástico de diseño en formato AD

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- El espectro elástico de pseudo aceleraciones, S_{ae} , normalizado.
- El espectro elástico de desplazamientos relativos S_{de} con la expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ($S_{ae} - S_{de}$) se puede ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a $1/T^2$.

3.5. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO.

El método constituye determinar el punto de desempeño cuando una estructura se ve sometida a sismos de diferente intensidad. Mediante un gráfico, se superpone el espectro de capacidad y el espectro de demanda. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo se podría comportar la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico. Para poder determinar este punto de desempeño se debe superponer el espectro de capacidad y el espectro de demanda

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y diseño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

3.5.1. Conversión: curva de capacidad a espectro de capacidad

Partiremos de la ecuación planteada para realizar un análisis de superposición modal debido a un movimiento en la base:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}u_g$$

Sea la solución la siguiente combinación lineal: $\{u\} = \sum_i a_i(t)\{\phi_i\}$

Donde: $a_i(t)$ son funciones que dependen del tiempo.

Remplazando en la ecuación se tiene:

$$\sum_i [M]\{\phi_i\}\ddot{a}_i(t) + \sum_i [C]\{\phi_i\}\dot{a}_i(t) + \sum_i [K]\{\phi_i\}a_i(t) = -[M]\{1\}u_g$$

Premultiplicando por $\{\phi_j\}^T$ y modificando términos en cada expresión ($j=1,2,\dots,n$)

$$: \sum_i \{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} \ddot{\alpha}_i(t) + \sum_i \{\phi_j\}^T [C] \{\phi_i\} \dot{\alpha}_i(t) + \sum_i \{\phi_j\}^T [K] \{\phi_i\} \alpha_i(t) = -\{\phi_j\}^T [M] \{1\} u_g,$$

Aplicando las condiciones de ortogonalidad y asumiendo un amortiguamiento clásico se tiene:

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \ddot{\alpha}_i(t) + \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} \dot{\alpha}_i(t) + \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} \alpha_i(t) = -\{\phi_i\}^T [M] \{1\} u_g$$

Dividiendo entre $\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}$, se tiene:

$$\ddot{\alpha}_i(t) + \frac{\{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \dot{\alpha}_i(t) + \frac{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \alpha_i(t) = -\frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} u_g$$

Luego definimos:

$$\frac{\{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = 2\beta_i \omega_i \quad \frac{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = \omega_i^2 \quad \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = \Gamma_i$$

Luego se ha desacoplado el sistema de varios grados de libertad (VGDL) en varios de sistemas de un solo grado de libertad (1GDL) según el nivel de pisos:

$$\ddot{\alpha}_i(t) + 2\beta_i \omega_i \dot{\alpha}_i(t) + \omega_i^2 \alpha_i(t) = -\Gamma_i u_g$$

Siendo Γ_i el coeficiente de participación estática del modo i

Luego el factor de participación estática para el modo $i=1$, es:

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = \left[\frac{\sum_i^n m_i \phi_i}{\sum_i^n m_i \phi_i^2} \right]$$

3.5.1.1. Contribución modal a la fuerza sísmica del modo 01:

$$\{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 [1]^T [M] \{\phi_1\}$$

Donde $\{F_1\}$ es el vector de fuerzas modales obtenidas para la primera forma de modo y S_{a1} es la aceleración espectral correspondiente a la primera forma de modo:

Luego el cortante basal debido a estas fuerzas es: $V_1 = [1]^T \{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 [1]^T [M] \{\phi_1\}$

luego reemplazando Γ_i :

$$V_1 = S_{a1} \left(\frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \right) [1]^T [M] \{\phi_i\} = S_{a1} \left(\frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \right) \{\phi_i\}^T [M] \{1\} = S_{a1} \left(\frac{(\{\phi_i\}^T [M] \{1\})^2}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \right)$$

El término que multiplica a S_{a1} se denomina masa efectiva, que es la masa involucrada en la vibración del modo 01

$$M_{efectiva,i} = \left(\frac{(\{\phi_i\}^T [M] \{1\})^2}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \right) = \left[\frac{\sum_i^n (m_i \phi_i)^2}{\sum_i^n m_i \phi_i^2} \right]$$

Si tuviéramos un sistema de 1GDL y una fuerza externa actuando sobre el, se produciría un cortante basal de igual magnitud, por tanto, para construir un sistema equivalente de 1GDL, se adoptará el cortante basal de la estructura completa, como el cortante basal del sistema equivalente:

$$V_1 = S_{a1} M_{efectiva}$$

Y como se quiere obtener un formato S_a vs S_d , definiremos la seudo aceleración que experimentaría el sistema de 1GDL equivalente de la estructura como:

$$S_{a1} = \frac{V_1}{M_{efectiva}}$$

3.5.1.2. Contribución modal al desplazamiento del modo 01:

$$[d_i] = S_{a1} \Gamma_1 [\phi_i]$$

Donde $\{d_i\}$ es el vector de desplazamientos modales obtenidos para la primera forma de modo y S_{d1} es el desplazamiento espectral correspondiente a la primera forma de modo:

Debido a que $\{d_i\}$ es un vector de contribución modal para el desplazamiento del modo 01, solo nos interesa el desplazamiento del último nivel, de manera que se puede definir como un modelo de 1GDL, debe observarse que para realizar esto se está suponiendo que sólo el modo 01, es el único que contribuye y que representa la respuesta estructural.

$$[d_{techo}] = S_{d1} \Gamma_{,1} [\phi_{techo,1}]$$

$$S_{d1} = \frac{[d_{techo}]}{\Gamma_{,1} [\phi_{techo,1}]}$$

Por último, para desarrollar el espectro de capacidad es necesaria una conversión punto a punto a sus coordenadas espectrales de su primer modo. Es

decir, todos los puntos de la curva de capacidad convertidos a espectro de capacidad son:

$$S_{d1} = \frac{[d_{techo}]}{\Gamma_{,1}[\phi_{techo,1}]} \quad S_{a1} = V_1 / M_{efectiva}$$

3.5.2. Espectro de demanda elástico y el reducido

El espectro de diseño inelástico de la norma E-030, la cual se va a emplear en estos análisis, fue obtenido para 5% de amortiguamiento respecto del crítico, y debe reducirse para representar la demanda inelástica de la estructura. De acuerdo a la descripción del método de espectro de capacidad hecha por el ATC-40, el espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histéretico equivalente β_{eq} , que reemplaza los efectos de la disipación de energía por histéresis del sistema inelástico

Sin embargo, estudios realizados por Chopra y Goel (15) han mostrado que el método del espectro de capacidad, como es desarrollado por el ATC-40 para reducir el espectro de demanda elástica, da resultados que difieren grandemente de los proporcionados por otros autores (subestima la respuesta) y en algunos casos no converge a una solución. También Krawinkler presentó las siguientes críticas al procedimiento:

- No hay justificación física para la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas. Es decir, se cuestiona el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para grandes deformaciones.
- El período asociado al punto de desempeño puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis inelástico dinámico.

Teniendo en cuenta lo antes dicho, Andrei Reinhorn recomienda que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS, pero que el espectro de demanda inelástico se le obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, R_μ (Chopra y Goel, 1999).(25)

3.5.3. El factor de reducción por ductilidad

El factor de Reducción por ductilidad (R_μ) según Krawinkler y Nassar (1992), quienes, sobre la base de estudios de sistemas de un grado de libertad ante la acción de 15 sismos registrados en el norte de los Estados Unidos, la mayoría

de los registros utilizados es los estudios fueron registros sobre suelo firme y aluvial (Chopra y Goel, 2000), establecieron las expresiones basados en el modelo elástico plástico bilineal de un sistema 1GDL para diferentes niveles de ductilidad.

$$R_{\mu} = (c(\mu-1)+1)^{1/c} \text{ Siendo: } c = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T}$$

Los valores de a, b se encuentran en la Tabla 13, para los valores de α . El parámetro α relación la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica de un sistema de 1GDL.

El valor de $\alpha=0$, corresponde a un modelo perfectamente elastoplástico.

Tabla 13 Valores de a y b obtenidos por Nassar y Krawinkler en funcion a α

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

3.5.4. Procedimiento para la obtención del punto de desempeño

La obtención del punto de desempeño se encuentra siguiendo el procedimiento iterativo que a continuación se indica para obtener la curva mostrado en la Figura 3.13:

- Se dibuja el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico 5% en un solo gráfico.
- Se impone una ductilidad del sistema μ .
- Se calcula el factor de reducción R_{μ}
- Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_{μ}
- Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
- Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso dos, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

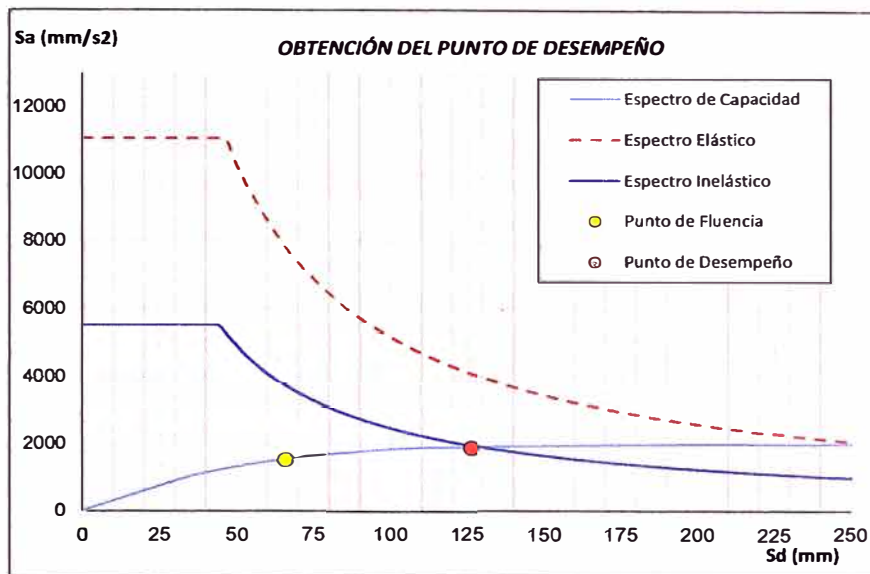


Figura 3.13 Punto de desempeño obtenido a partir de un valor propuesto

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. Debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, los cuales están en función de los niveles de desempeño y el nivel de movimiento sísmico. A continuación, se muestra algunos límites de la distorsión que proponen algunas investigaciones según la Tabla 14:

Tabla 14 Límites de Distorsión de entrepiso para diferentes niveles de desempeño

Nivel de Desempeño	ATC-40	FEMA 273	Bertero	Visión 2000
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002-0.005	0.002-0.005
Seguridad de vida	0.01-0.02	0.01-0.02	0.01-0.02	0.015
Prevención del colapso	0.33 V_i/P_i	0.04	0.02-0.04	0.025

Los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro

sectores definidos por fracciones a las cuales se asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación, propuesto por el comité VISION 2000 del SEAOC propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura que se indican en la Tabla 15 como también se puede ver gráficamente en la Figura 3.14

Tabla 15 Sectorización de la curva de Capacidad (SEAOC 1995).

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamiento
Operacional	$(0)-(\Delta FE)$
Funcional	$(\Delta FE)-(\Delta FE+0.30 \Delta p)$
Seguridad	$(\Delta FE+0.30 \Delta p)-(\Delta FE+0.60 \Delta p)$
Cerca del colapso	$(\Delta FE+0.60 \Delta p)-(\Delta FE+0.80 \Delta p)$
Colapso	$(\Delta FE+0.80 \Delta p)-(\Delta FE+\Delta p)$

$\Delta FE =$ Desplazamiento correspondiente al punto de fluencia.
 $\Delta p =$ Desplazamiento en el rango plástico

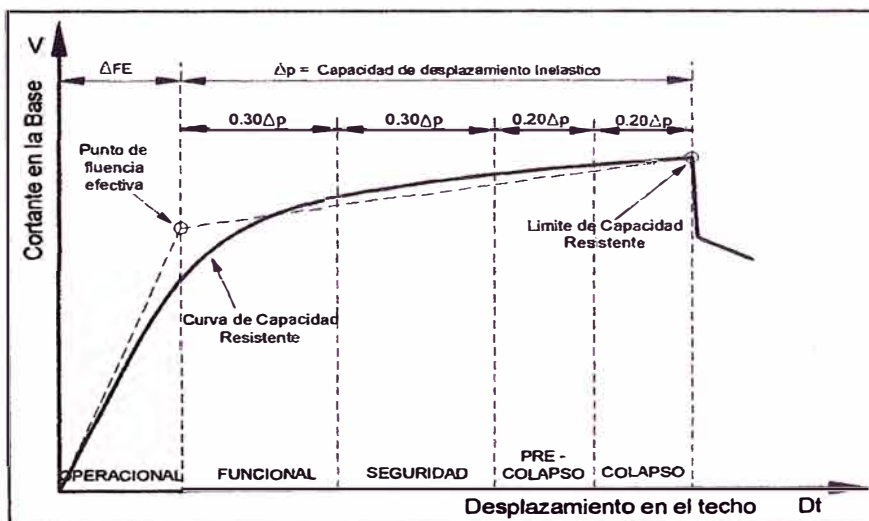


Figura 3.14 Sectorización de la curva de capacidad (14)

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE PÓRTICOS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO Y POSTENSADO

4.1. DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES APORTICADAS

Las estructuras son edificaciones de 07 niveles, con altura de entrepiso típicas de 3.50m, los cuales poseen un diafragma rígido conformado por una losa aligerada de 0.25m de espesor, los sectores son de 6.00x9.00m. (Figura 4.1).

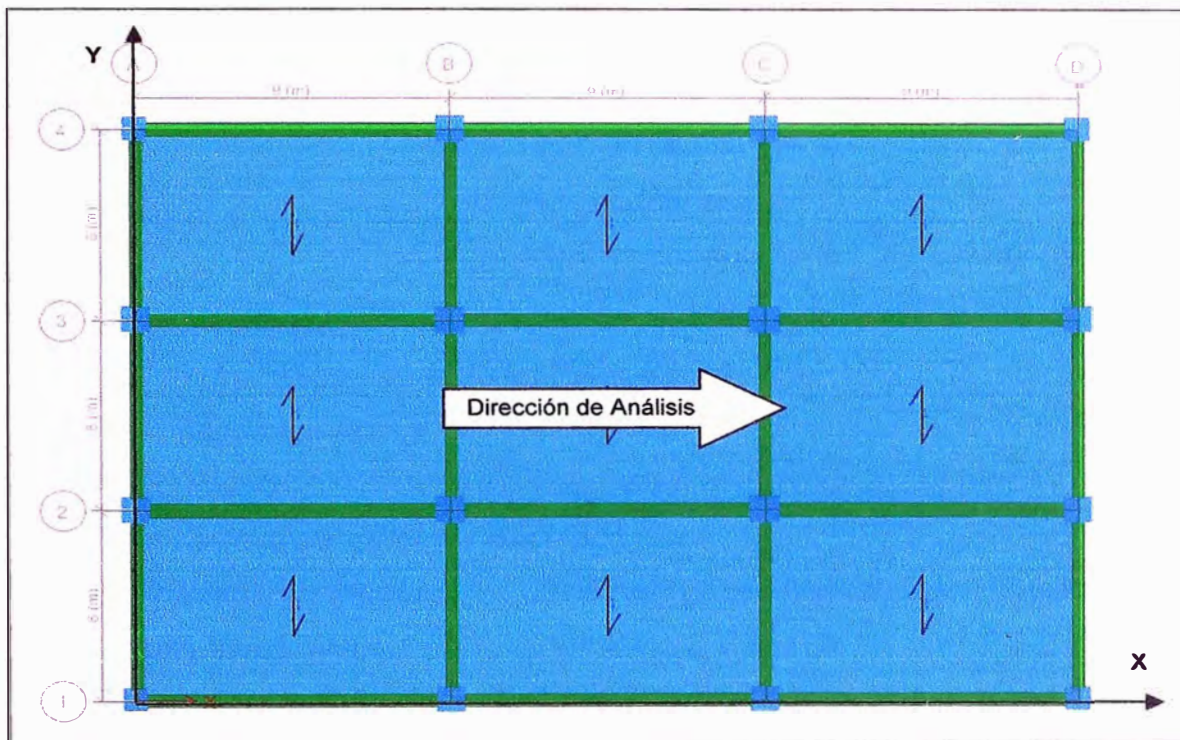


Figura 4.1 Esquema de planta de la estructura

En la dirección X se analizará y diseño los pórticos con vigas de concreto armado y postensado peraltadas, Con la finalidad de observar el comportamiento sísmico de estas estructuras se tendran tres modelos descritos a continuación:

- Modelo RC: Edificación con vigas de concreto armado en los pórticos sísmicos interiores y exteriores.
- Modelo PT1: Edificación con vigas postensadas peraltadas en los pórticos interiores y exteriores, las cuales han sido diseñadas con las consideraciones sísmicas según las normativa (25% de la contribución del acero de presfuerzo).
- Modelo PT2: Edificación con vigas postensadas peraltadas en los pórticos interiores, las cuales han sido diseñadas considerando como pórticos gravitacionales para el postensado (100% de la contribución del acero de presfuerzo) y los porticos exteriores de concreto armado sísmicos.

4.1.1. Materiales

Los materiales empleados para el análisis y el diseño son:

Concreto:

Resistencia en vigas a los 28 días: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia en vigas la Transferencia: $f'ci = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia en columnas a los 28 días: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo Grado 60Ksi, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Acero de Pre-esfuerzo: ASTM A416, Grado 270 ksi, de baja relajación, $f_{pu} = 18,900 \text{ kg/cm}^2$
(Sistema No adherido).

Los torones de presfuerzo son de 0.6" de diámetro

4.1.2. Cargas aplicadas

Las cargas de gravedad y se describen a continuación:

- Peso Acabados (SDL):
Peso muerto: 200 Kg/m² (Pisos) y 150 Kg/m² (Azotea)
- Peso de Muros Perimetrales (SDL):
Fachadas y Parapetos: 1260 Kg/m (Pisos) y 432 Kg/m (Azotea)
- Cargas Vivas (LL):
Sobrecarga: 300 kg/m². (Pisos) y 100 Kg/m² (Azotea).

El análisis sísmico, es con el espectro según nuestra normativa sismorresistente E030 (24) (Figura 4.2).

De Zonificación correspondiente a la Zona 04: $Z = 0.45$.

De Suelo correspondiente al suelo tipo S1: $S = 1.00$ ($T_p = 0.40$, $T_I = 2.50$).

De Uso correspondiente al uso común: $U = 1.00$.

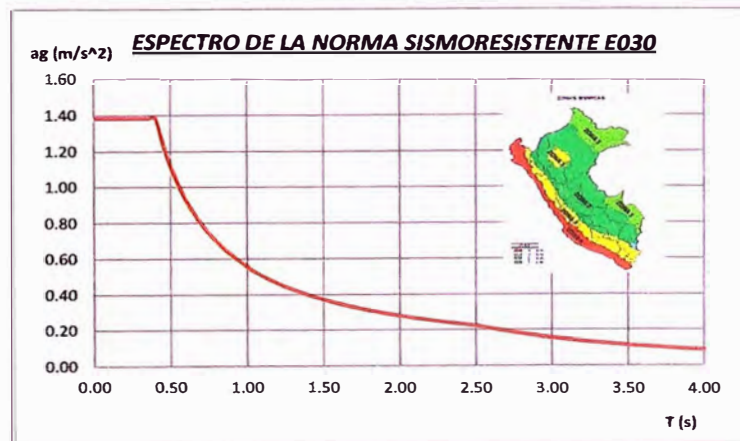


Figura 4.2 Espectro de Diseño según E 030

El diseño en servicio se refiere al control de esfuerzos y deflexiones, teniendo un coeficiente de creep último de 2.50 y 3.00 para las vigas concreto postensado y de concreto armado respectivamente. En cuanto al diseño por resistencia última se ha realizado considerando las combinaciones de carga según la normativa E020.. En cuanto a la estimación de la fuerza postensora, se han estimado para garantizar un porcentaje de balanceo de las cargas entre el 60% a 100% de la carga muerta.

4.1.3. Análisis y diseño de pórticos con programa de análisis ADAPT-RC/PT.

El diseño y análisis de los pórticos se hará mediante un modelo bidimensional con el programa de análisis ADAPT RC/PT-2017, el cual incluirá los efectos de sismo del SAP2000 V19. (Figura 4.3). Considerando la Combinación 01 (Resistencia bajo cargas de gravedad) y las Combinaciones 02 y 03 (Resistencia por Cargas de Sismo).

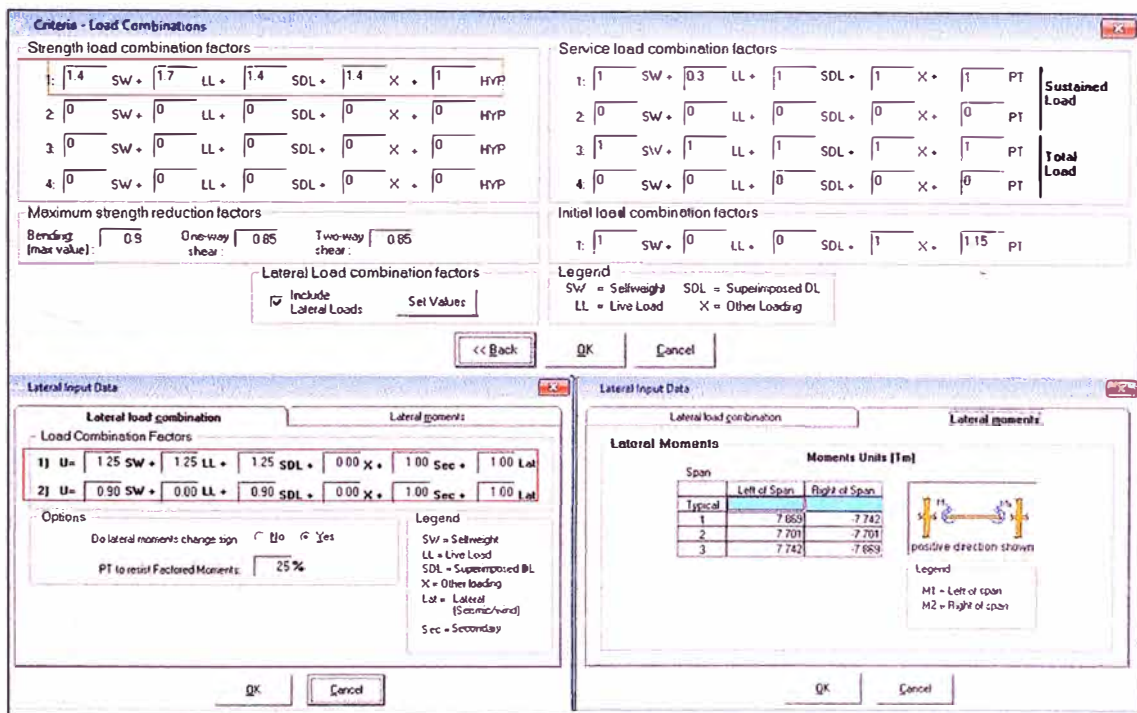


Figura 4.3 Combinaciones de Carga en ADAPT RC/PT

4.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN

4.2.1. Predimensionamiento de los elementos

Con las consideraciones de la geometría, las cargas que soportará la estructura y las características de los materiales se realizó un predimensionamiento estimado de las dimensiones tanto de columnas como vigas, considerando que la estructura será conformada por pórticos, los cuales serán verificados y modificados luego del

análisis sísmico. El predimensionamiento estimado es empleando las expresiones tradicionales para pórticos de concreto armado. Sin embargo, se evaluará la estructura considerando el postensado cuando participa en un pórtico que pertenece al sistema resistente a cargas laterales.

El predimensionamiento del espesor de la losa será 25 cm, considerando un peso de 350 kg/m² donde las viguetas están direccionadas en la dirección más corta. Las dimensiones de las columnas son: Interiores C1 (0.85m x 0.85m), laterales C2 (0.80m x 0.80m) y esquinas de C3 (0.70m x 0.70m); las vigas de concreto armado en la dirección más corta (Dirección Y) son de dimensión de 0.30 x 0.55m en los pisos típicos, mientras que en la azotea 0.30 x 0.50m. Las vigas en la dirección más larga (Dirección X), de concreto armado y/o postensado tendrán las siguientes dimensiones: Los pórticos interiores de en los pisos típicos de 0.40m x 0.65m y en la azotea de 0.40m x 0.60m; mientras que en los pórticos exteriores en los pisos típicos serán de 0.40m x 0.60m y en la azotea de 0.40m x 0.55m.

4.2.2. Estimación de la fuerza postensora

Se tendrá para pórticos interiores y exteriores de los pisos típicos y la azotea empleando el criterio de la carga balanceada entre el 60% al 100 de la carga muerta, para la estimación de la fuerza postensora y del perfil, como se muestra en Figura 4.4 para luego verificar el diseño en condiciones de servicio y rotura.

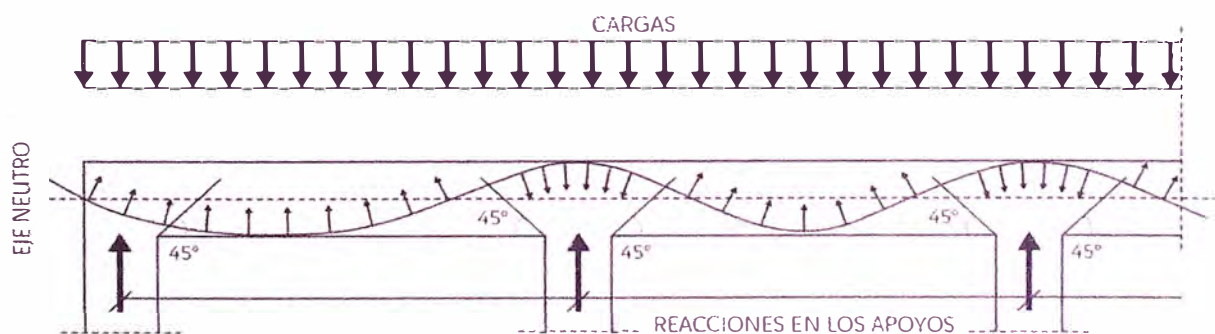


Figura 4.4 Método de la Carga Balanceada para estimación de fuerza postensado

Tabla 16 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT INT-Pisos (0.40x0.65)

	X (Aligerado)			SDL (Acabados)			LL (sobrecarga)		
	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)
Tramo 01	1.960	0.00	9.00	1.200	0.00	9.00	1.800	0.00	9.00
Tramo 02	1.960	0.00	9.00	1.200	0.00	9.00	1.800	0.00	9.00
Tramo 03	1.960	0.00	9.00	1.200	0.00	9.00	1.800	0.00	9.00

$W_{bal} = W_{pp} + W_x + W_{SDL} + K \cdot W_{LL}$ (PTI DC20.9-11 3.2.2) K (%LL) = 30%
 Fuerza tentativa producida por Torones de $\varnothing 0.60''$ $F_{tor} = 16.00$ t/torón
 Número de Tendones considerados $n_{tor} = 5$ torones
 Considerando una fuerza postensora $F_{tend} = 80.00$ t

$$w_{bal} = \frac{2P}{(L - x_1 - x_3)} \left[\frac{CGT_1 - CGT_2}{x_2} \quad \frac{CGT_3 - CGT_2}{L - x_2} \right]$$

	CGT (cm)			Ptos de Inflexión			Wbal (t/m)	%Wbal	P/A (kg/cm2)
	cgt_01	cgt_02	cgt_03	X1/L	X2/L	X3/L			
Tramo 01	32.50	7.00	58.00	0.100	0.500	0.100	3.78	87.37%	30.77
Tramo 02	58.00	20.00	58.00	0.100	0.500	0.100	3.75	86.80%	30.77
Tramo 03	58.00	7.00	32.50	0.100	0.500	0.100	3.78	87.37%	30.77

Tabla 17 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT INT-Azotea (0.40x0.60)

	X (Aligerado)			SDL (Acabados)			LL (sobrecarga)		
	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)
Tramo 01	1.960	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00	0.600	0.00	9.00
Tramo 02	1.960	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00	0.600	0.00	9.00
Tramo 03	1.960	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00	0.600	0.00	9.00

$W_{bal} = W_{pp} + W_x + W_{SDL} + K \cdot W_{LL}$ (PTI DC20.9-11 3.2.2) K (%LL) = 30%
 Fuerza tentativa producida por Torones de $\varnothing 0.60''$ $F_{tor} = 16.00$ t/torón
 Número de Tendones considerados $n_{tor} = 4$ torones
 Considerando una fuerza postensora $F_{tend} = 64.00$ t

$$w_{bal} = \frac{2P}{(L - x_1 - x_3)} \left[\frac{CGT_1 - CGT_2}{x_2} \quad \frac{CGT_3 - CGT_2}{L - x_2} \right]$$

	CGT (cm)			Ptos de Inflexión			Wbal (t/m)	%Wbal	P/A (kg/cm2)
	cgt_01	cgt_02	cgt_03	X1/L	X2/L	X3/L			
Tramo 01	30.00	7.00	53.00	0.100	0.500	0.100	2.73	75.39%	26.67
Tramo 02	53.00	18.00	53.00	0.100	0.500	0.100	2.77	76.48%	26.67
Tramo 03	53.00	7.00	30.00	0.100	0.500	0.100	2.73	75.39%	26.67

Tabla 18 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT EXT-Pisos (0.40x0.60)

	X (Aligerado)			SDL (Acabados)			LL (sobrecarga)		
	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)
Tramo 01	0.910	0.00	9.00	1.860	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00
Tramo 02	0.910	0.00	9.00	1.860	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00
Tramo 03	0.910	0.00	9.00	1.860	0.00	9.00	0.900	0.00	9.00

$W_{bal} = W_{pp} + W_x + W_{SDL} + K \cdot W_{LL}$ (PTI DC20.9-11 3.2.2) K (%LL) = 30%
 Fuerza tentativa producida por Torones de $\varnothing 0.60''$ $F_{tor} = 16.00$ t/torón
 Número de Tendones considerados $n_{tor} = 4$ torones
 Considerando una fuerza postensora $F_{tend} = 64.00$ t

$$w_{bal} = \frac{2P}{(L - x_1 - x_3)} \left[\frac{CGT_1 - CGT_2}{x_2} \quad \frac{CGT_3 - CGT_2}{L - x_2} \right]$$

	CGT (cm)			Ptos de Inflexión			Wbal (t/m)	%Wbal	P/A (kg/cm2)
	cgt_01	cgt_02	cgt_03	X1/L	X2/L	X3/L			
Tramo 01	30.00	7.00	53.00	0.100	0.500	0.100	2.73	75.39%	26.67
Tramo 02	53.00	18.00	53.00	0.100	0.500	0.100	2.77	76.48%	26.67
Tramo 03	53.00	7.00	30.00	0.100	0.500	0.100	2.73	75.39%	26.67

Tabla 19 Cargas aplicadas y perfil de cable en VPT EXT-pisos (0.40x0.55)

	X (Aligerado)			SDL (Acabados)			LL (sobrecarga)		
	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)	w (t/m)	a (m)	b (m)
Tramo 01	0.910	0.00	9.00	0.732	0.00	9.00	0.300	0.00	9.00
Tramo 02	0.910	0.00	9.00	0.732	0.00	9.00	0.300	0.00	9.00
Tramo 03	0.910	0.00	9.00	0.732	0.00	9.00	0.300	0.00	9.00

$$w_{bal} = \frac{2P}{(L - x_1 - x_3)} \left[\frac{CGT_1 - CGT_2}{x_2} \quad \frac{CGT_3 - CGT_2}{L - x_2} \right]$$

	CGT (cm)			Ptos de Inflexión			Wbal (t/m)	%Wbal	P/A (kg/cm2)
	cgt_01	cgt_02	cgt_03	X1/L	X2/L	X3/L			
Tramo 01	27.50	7.00	48.00	0.100	0.500	0.100	1.82	80.63%	21.82
Tramo 02	48.00	16.00	48.00	0.100	0.500	0.100	1.90	83.91%	21.82
Tramo 03	48.00	7.00	27.50	0.100	0.500	0.100	1.82	80.63%	21.82

4.2.3. Análisis sísmico del modelo

Se realizó el análisis sísmico en SAP2000 V19, de una edificación aporticada en el cual las columnas y las vigas han sido modeladas como Frame, y un diafragma rígido de entrepiso, las cargas son lineales distribuidas sobre las vigas y se le ha impuesto el espectro de diseño sísmico. (Figura 4.5).

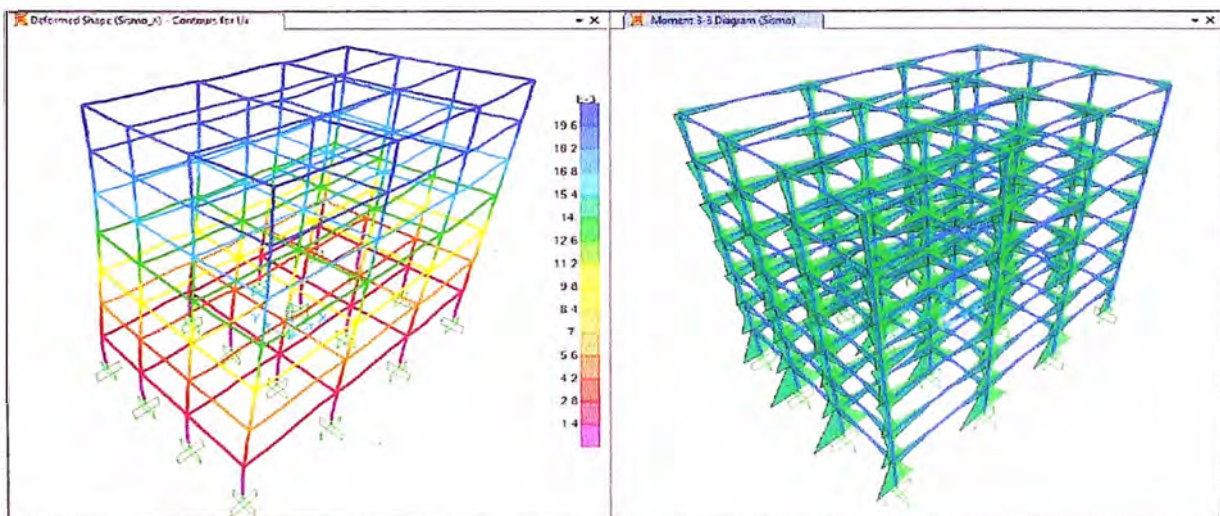


Figura 4.5 Desplazamientos y Momentos por sismo Modelo RC, PT1 y PT2

Tabla 20 Verificación de deriva de entrepiso

Piso	Δ_i (mm)	$(\Delta_{i+1}-\Delta_i)$	D elástico $(\Delta_{i+1}-\Delta_i)/h_i$	D inelástico = 0.75R (D elástico)
7	19.3769			
6	17.7879	1.589	0.00045	0.00272
5	15.5950	2.1929	0.00063	0.00376
4	12.7340	2.8610	0.00082	0.00490
3	9.2829	3.4511	0.00099	0.00592
2	5.4632	3.8197	0.00109	0.00655
1	1.8713	3.5919	0.00103	0.00616

Tabla 21 Momentos por efectos sísmicos en los pórticos

Pórticos Interior en dirección X						
	Tramo 01		Tramo 02		Tramo 03	
Piso	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
07	5.995	5.864	5.936	5.936	5.864	5.995
06	9.880	9.766	9.914	9.914	9.766	9.880
05	12.762	12.590	12.677	12.677	12.590	12.762
04	15.141	14.943	14.983	14.983	14.943	15.141
03	16.920	16.698	16.672	16.672	16.698	16.920
02	17.317	17.088	17.000	17.000	17.088	17.317
01	13.735	13.528	13.396	13.396	13.528	13.735
Pórticos Exterior en dirección X						
Piso	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
07	4.779	4.733	4.845	4.845	4.733	4.779
06	8.115	8.070	8.234	8.234	8.070	8.115
05	10.510	10.442	10.582	10.582	10.442	10.510
04	12.539	12.462	12.574	12.574	12.462	12.539
03	14.079	13.992	14.061	14.061	13.992	14.079
02	14.455	14.365	14.386	14.386	14.365	14.455
01	11.490	11.402	11.372	11.372	11.402	11.490

4.3. DISEÑO DE VIGAS EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

De manera simplificada se procedió con el diseño de los pórticos que posean una mayor demanda sísmica de los entrepisos y de la azotea, (Piso 03 y Piso 07), tanto para pórticos interiores como exteriores.

Los parámetros de diseño en las vigas de concreto armado se presentan en la Tabla 22

Tabla 22. Parámetros de diseño para pórticos de concreto armado

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Concreto		Mínimo Recubrimiento Superior	5.00 cm
f_c vigas/losas	350.00 kg/cm ²	Mínimo Recubrimiento Inferior	5.00 cm
f_c columnas/muros	280.00 kg/cm ²	Análisis y opciones de diseño	
E_c vigas/losas	283.00 t/cm ²	Sistema Estructural	Viga
E_c columnas/muros	253.00 t/cm ²	Momentos de inercia en soportes	No incrementos
Factor de Creep	3.00	Momentos reducidos a cara soporte	Si
Peso de concreto	Normal	Redistribución de momentos	No
Refuerzo		Consideración de ala Efectiva	Si
f_y (Barras Principales)	4.20 t/cm ²	Método implementa de ala Efectiva	ACI-318
f_y (Refuerzo por corte)	4.20 t/cm ²	Código de diseño	ACI-318 (2014)

4.3.1. Análisis y Diseño de VRC INT- (0.40x0.65) - PISO 03

Para el modelo bidimensional para el pórtico interior en el Piso 03, con mayor sollicitación sísmica, se muestran cargas de gravedad y sismo (Figura 4.6)

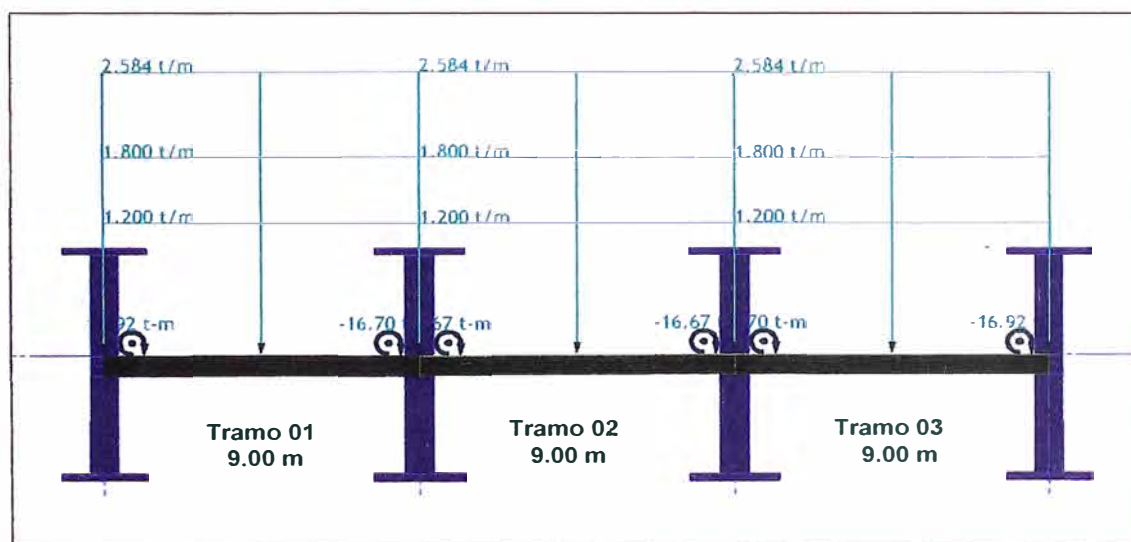


Figura 4.6 Pórtico de Pisos Típico- VRC_int-03

4.3.1.1. Diseño en condiciones de servicio

Se analizó la envolvente de deflexiones las vigas que se puede observar en los reportes finales del Anexo.

4.3.1.2. Diseño en condiciones de rotura

Se presentan los momentos envolventes dadas las combinaciones por cargas de gravedad y sismo (Figura 4.7) así como la disposición del refuerzo, según lo requerido (Figura 4.8).

- Diseño por flexión:

Momentos por sismo en viga

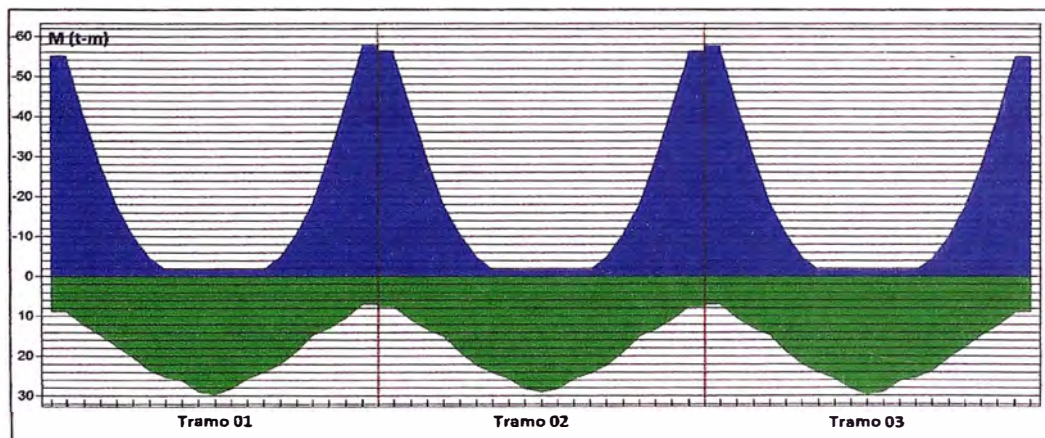
Tramo	Izquierda	Derecha
	t-m	t-m
1	16.92	-16.70
2	16.67	-16.67
3	16.70	-16.92

Momentos envolventes en viga (Combinación 01)

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
1	-39.49	-24.45	29.26	18.18	-42.44	-27.69
2	-41.54	-26.55	28.66	17.43	-41.54	-26.55
3	-42.45	-27.69	29.26	18.18	-39.49	-24.44

Momentos envolventes en viga (Combinaciones 02 y 03)

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	T-m	T-m	T-m	T-m	T-m	T-m
1	-39.49	-24.45	29.26	18.18	-42.44	-27.69
2	-41.54	-26.55	28.66	17.43	-41.54	-26.55
3	-42.45	-27.69	29.26	18.18	-39.49	-24.44



Momento Flector: Positivo (VERDE) Negativo (AZUL)

Figura 4.7 Momentos envolventes de Diseño VRC_int_03

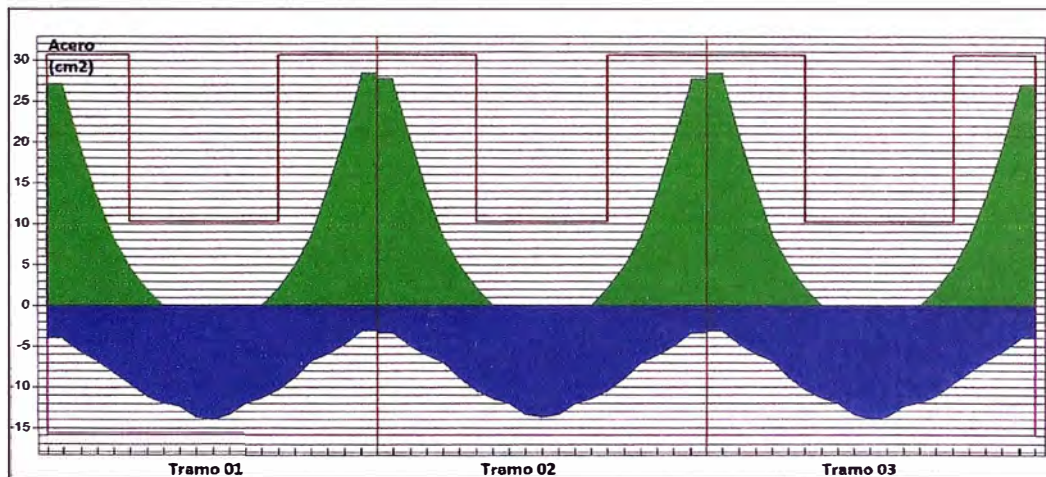
Acero de refuerzo longitudinal requerido

Tramo	Ubicación	Inicio m	Final M	As Requerido cm ²	As Ultimo cm ²	As Mínimo cm ²
1	Superior	0.00	2.70	24.11	24.11	8.32
1	Superior	6.30	9.00	25.20	25.20	8.32
2	Superior	0.00	2.70	24.61	24.61	8.32
2	Superior	6.30	9.00	24.61	24.61	8.32
3	Superior	0.00	2.70	25.20	25.20	8.32

3	Superior	6.30	9.00	24.11	24.11	8.32
	Inferior	0.90	8.10	14.29	14.29	8.32
2	Inferior	0.90	8.10	13.95	13.95	8.32
3	Inferior	0.90	8.10	14.29	14.29	8.32

Acero refuerzo longitudinal provisto

Tramo	ID	Ubicación	Cantidad	#	Longitud m	Área cm ²
1	1	Superior	2	8	27.00	10.20
1	2	Superior	3	8	2.44	15.30
1	3	Superior	3	8	6.30	15.30
2	4	Superior	3	8	6.30	15.30
3	5	Superior	3	8	2.44	15.30
1	6	Inferior	2	8	27.00	10.20
1	7	Inferior	1	8	7.66	5.10
2	8	Inferior	1	8	6.30	5.10
3	9	Inferior	1	8	7.66	5.10



Refuerzo Requerido: Superior (VERDE) Inferior (AZUL) Refuerzo Provisto: Superior (ROJO) Inferior (LILA)

Figura 4.8 Acero de Refuerzo Requerido y Provisto VRC_int_03

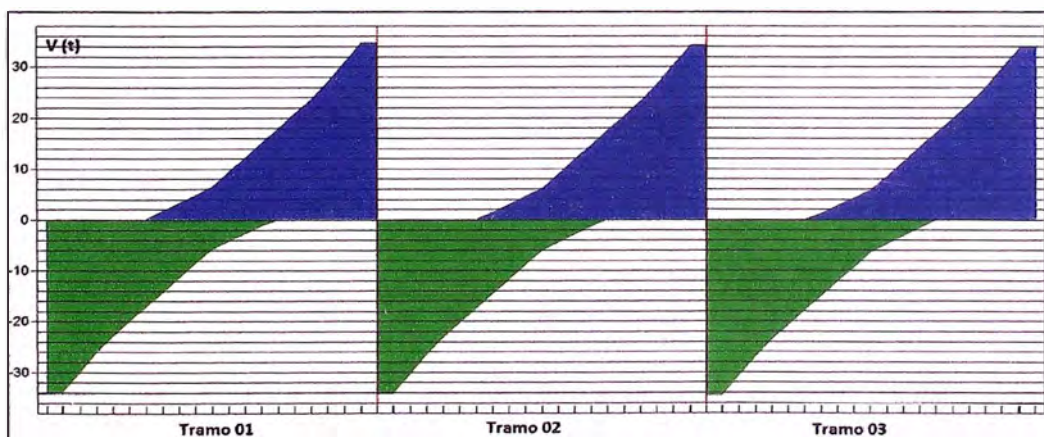
- **Diseño por corte.** -Se presenta el acero requerido y el espaciamiento "s" (Figura 4.9). Como se muestra en la Tabla 23

Tabla 23 Diseño por corte de viga VRC_int_03

Tramo 01							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.04	0.40	58.73	-33.90	-24.69	1.71	6.690	21.30
0.05	0.45	58.73	-33.50	-23.62	1.69	6.496	21.94
0.10	0.90	58.73	-29.75	-14.63	1.50	4.704	29.36
0.15	1.35	58.73	-25.97	-6.71	1.31	3.527	29.36

0.20	1.80	58.73	-22.27	-10.21	1.12	3.527	29.36
0.25	2.25	58.73	-19.13	-0.99	0.96	3.527	29.36
0.30	2.70	58.73	-15.98	6.94	0.80	3.527	29.36
0.35	3.15	58.73	-12.84	13.47	0.65	3.527	29.36
0.40	3.60	58.73	-9.71	18.59	0.49	0.000	0.00
0.45	4.05	58.73	-6.57	22.28	0.33	0.000	0.00
0.50	4.50	58.73	4.16	24.77	0.21	0.000	0.00
0.55	4.95	58.73	7.30	22.21	0.37	0.000	0.00
0.60	5.40	58.73	10.44	18.24	0.53	3.527	29.36
0.65	5.85	58.73	13.59	12.82	0.68	3.527	29.36
0.70	6.30	58.73	16.73	5.98	0.84	3.527	29.36
0.75	6.75	58.73	19.86	-2.28	1.00	3.527	29.36
0.80	7.20	58.73	23.07	-2.20	1.16	3.527	29.36
0.85	7.65	58.73	26.84	-9.65	1.35	3.527	29.36
0.90	8.10	58.73	30.59	-17.98	1.54	5.110	27.89
0.95	8.55	58.73	34.35	-27.40	1.73	6.902	20.65
0.95	8.57	58.73	34.58	-27.97	1.74	7.008	20.33
Tramo 02							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	58.73	-34.20	-26.82	1.72	6.831	20.86
0.05	0.45	58.73	-34.01	-26.28	1.71	6.739	21.15
0.10	0.90	58.73	-30.23	-17.07	1.52	4.940	28.85
0.15	1.35	58.73	-26.48	-8.94	1.33	3.527	29.36
0.20	1.80	58.73	-22.72	-1.65	1.14	3.527	29.36
0.25	2.25	58.73	-19.52	-2.06	0.98	3.527	29.36
0.30	2.70	58.73	-16.38	6.00	0.82	3.527	29.36
0.35	3.15	58.73	-13.24	12.66	0.67	3.527	29.36
0.40	3.60	58.73	-10.10	17.91	0.51	3.527	29.36
0.45	4.05	58.73	-6.95	21.73	0.35	0.000	0.00
0.50	4.50	58.73	-3.82	24.13	0.19	0.000	0.00
0.55	4.95	58.73	6.95	21.73	0.35	0.000	0.00
0.60	5.40	58.73	10.10	17.91	0.51	3.527	29.36
0.65	5.85	58.73	13.24	12.66	0.67	3.527	29.36
0.70	6.30	58.73	16.38	6.00	0.82	3.527	29.36
0.75	6.75	58.73	19.52	-2.06	0.98	3.527	29.36
0.80	7.20	58.73	22.72	-1.65	1.14	3.527	29.36
0.85	7.65	58.73	26.48	-8.94	1.33	3.527	29.36
0.90	8.10	58.73	30.23	-17.07	1.52	4.940	28.85
0.95	8.55	58.73	34.01	-26.28	1.71	6.739	21.15
0.95	8.57	58.73	34.20	-26.82	1.72	6.831	20.86

Tramo 03							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	58.73	-34.58	-27.97	1.74	7.008	20.33
0.05	0.45	58.73	-34.35	-27.40	1.73	6.902	20.65
0.10	0.90	58.73	-30.59	-17.98	1.54	5.110	27.89
0.15	1.35	58.73	-26.84	-9.65	1.35	3.527	29.36
0.20	1.80	58.73	-23.07	-2.20	1.16	3.527	29.36
0.25	2.25	58.73	-19.86	-2.28	1.00	3.527	29.36
0.30	2.70	58.73	-16.73	5.98	0.84	3.527	29.36
0.35	3.15	58.73	-13.59	12.82	0.68	3.527	29.36
0.40	3.60	58.73	-10.44	18.24	0.53	3.527	29.36
0.45	4.05	58.73	-7.30	22.21	0.37	0.000	0.00
0.50	4.50	58.73	-4.16	24.77	0.21	0.000	0.00
0.55	4.95	58.73	6.57	22.28	0.33	0.000	0.00
0.60	5.40	58.73	9.71	18.59	0.49	0.000	0.00
0.65	5.85	58.73	12.84	13.47	0.65	3.527	29.36
0.70	6.30	58.73	15.98	6.94	0.80	3.527	29.36
0.75	6.75	58.73	19.13	-0.99	0.96	3.527	29.36
0.80	7.20	58.73	22.27	-10.21	1.12	3.527	29.36
0.85	7.65	58.73	25.97	-6.71	1.31	3.527	29.36
0.90	8.10	58.73	29.75	-14.63	1.50	4.704	29.36
0.95	8.55	58.73	33.50	-23.62	1.69	6.496	21.94
0.96	8.60	58.73	33.90	-24.69	1.71	6.690	21.30



Fuerza Cortante: Negativo (VERDE) Positivo (AZUL)

Figura 4.9 Cortante envolvente de Diseño VRC_int_03

El refuerzo por corte que se muestra en el reporte calculado, da un espaciamiento mayor que el mínimo para pórticos sísmicos según las recomendaciones del ACI 318-14-18.6.4.4, El refuerzo será: 1 @0.05m, 9 @0.15m, resto @0.300m máximo a c/lado.

4.3.2. Análisis y diseño de VRC INT- (0.40x0.60) - PISO 07

El modelo bidimensional para el pórtico interior en el Piso 07, con mayor sollicitación sísmica, muestran cargas de gravedad y sismo (Figura 4.10)

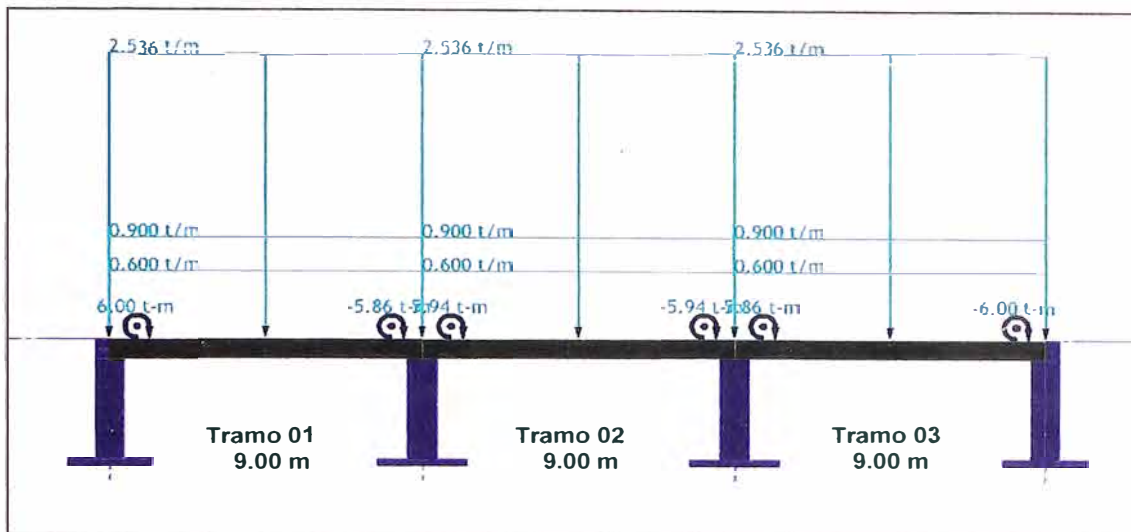


Figura 4.10 Pórtico de Pisos Azotea- VRC_int-07

4.3.2.1. Diseño en condiciones de servicio

Se analizó la envolvente de deflexiones las vigas que se puede observar en los reportes finales del Anexo.

4.3.2.2. Diseño en condiciones de rotura

Diseño por flexión.- Se presenta los momentos envolventes dadas las combinaciones (Figura 4.11) así como la disposición del refuerzo, según lo requerido (Figura 4.12).

Momentos por sismo en viga

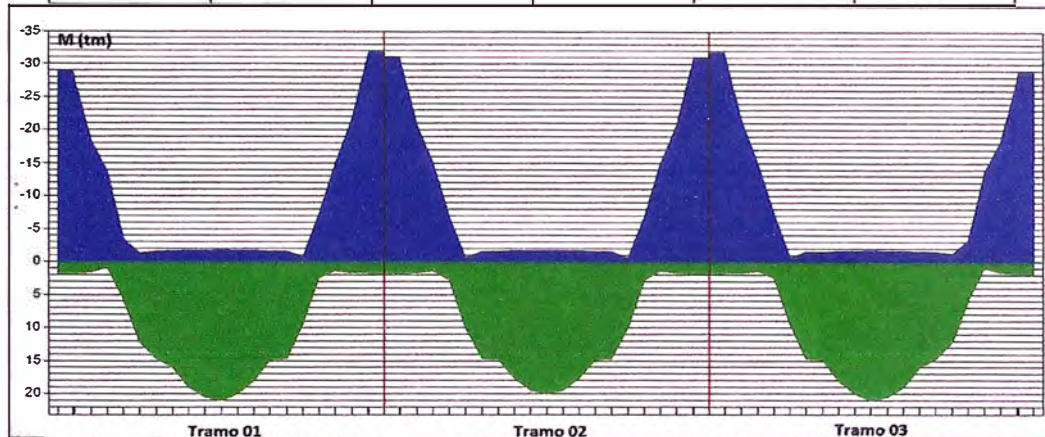
Tramo	Izquierda	Derecha
	t-m	t-m
1	6.00	-5.86
2	5.94	-5.94
3	5.86	-6.00

Momentos envolventes en viga (Combinación 01)

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
1	-26.43	-21.49	20.67	16.84	-30.04	-25.17
2	-28.94	-23.96	19.88	15.98	-28.94	-23.96
3	-30.04	-25.17	20.67	16.84	-26.43	-21.49

Momentos envolventes en viga (Combinaciones 02 y 03)

Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
-39.49	-24.45	29.26	18.18	-42.44	-27.69
-41.54	-26.55	28.66	17.43	-41.54	-26.55
-42.45	-27.69	29.26	18.18	-39.49	-24.44



Momento Flector: Positivo (VERDE) Negativo (AZUL)

Figura 4.11 Momentos envolventes de Diseño VRC_int_07

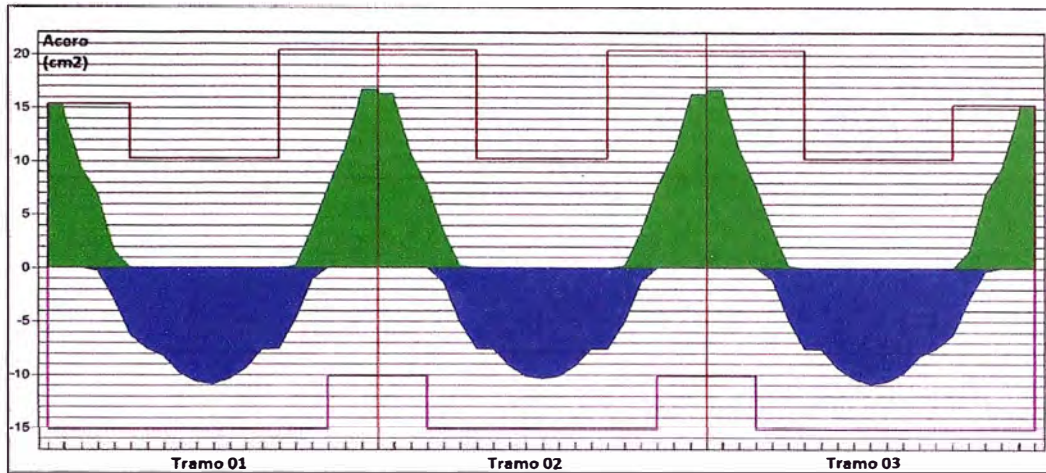
Acero de refuerzo longitudinal requerido

Tramo	Ubicación	Inicio m	Final m	As Requerido cm ²	As Ultimo cm ²	As Mínimo cm ²
1	Superior	0.00	1.80	15.21	15.21	7.61
1	Superior	6.75	9.00	16.79	16.79	7.61
2	Superior	0.00	2.25	16.36	16.36	7.61
2	Superior	6.75	9.00	16.36	16.36	7.61
3	Superior	0.00	2.25	16.79	16.79	7.61
3	Superior	7.20	9.00	15.21	15.21	7.61
1	Inferior	1.35	7.20	10.96	10.96	7.61
2	Inferior	1.80	7.20	10.43	10.43	7.61
3	Inferior	1.80	7.65	10.96	10.96	7.61

Acero de refuerzo longitudinal provisto

Tramo	ID	Ubicación	Inicio m	Cantidad	Ø(#)	Longitud m	Área cm ²
1	1	Superior	0.00	2	8	27.00	10.20
1	2	Superior	0.00	1	8	2.44	5.10
1	3	Superior	5.85	2	8	6.30	10.20
2	4	Superior	5.85	2	8	6.30	10.20
3	5	Superior	6.56	1	8	2.44	5.10
1	6	Inferior	0.00	2	8	27.00	10.20
1	7	Inferior	0.00	1	8	7.66	5.10

2	8	Inferior	1.35	1	8	6.30	5.10
3	9	Inferior	1.35	1	8	7.66	5.10



Refuerzo Requerido: Superior (VERDE) Inferior (AZUL) Refuerzo Provisto: Superior (ROJO) Inferior (LILA)

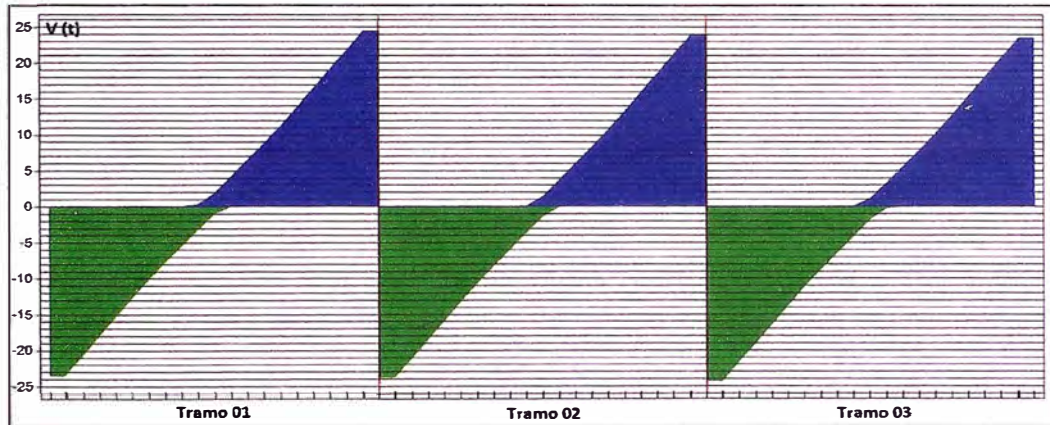
Figura 4.12 Acero de Refuerzo Requerido y Provisto VRC_int_07

- Diseño por corte. -Se presenta el acero requerido y el espaciamiento "s" (Figura 4.13)

Tramo 01							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm²	cm
0.04	0.40	53.73	-23.45	-21.70	1.29	3.527	26.86
0.05	0.45	53.73	-23.15	-20.74	1.27	3.527	26.86
0.10	0.90	53.73	-20.54	-12.61	1.13	3.527	26.86
0.15	1.35	53.73	-17.91	-5.47	0.98	3.527	26.86
0.20	1.80	53.73	-15.29	0.75	0.84	3.527	26.86
0.25	2.25	53.73	-12.65	7.07	0.70	3.527	26.86
0.30	2.70	53.73	-10.04	12.19	0.55	3.527	26.86
0.35	3.15	53.73	-7.72	12.10	0.42	0.000	0.00
0.40	3.60	53.73	-5.46	15.10	0.30	0.000	0.00
0.45	4.05	53.73	-3.18	17.05	0.17	0.000	0.00
0.50	4.50	53.73	1.78	18.11	0.10	0.000	0.00
0.55	4.95	53.73	4.06	16.82	0.22	0.000	0.00
0.60	5.40	53.73	6.32	14.49	0.35	0.000	0.00
0.65	5.85	53.73	8.61	11.12	0.47	0.000	0.00
0.70	6.30	53.73	11.04	10.50	0.61	3.527	26.86
0.75	6.75	53.73	13.67	4.92	0.75	3.527	26.86
0.80	7.20	53.73	16.28	-1.85	0.90	3.527	26.86
0.85	7.65	53.73	18.91	-8.71	1.04	3.527	26.86
0.90	8.10	53.73	21.53	-16.32	1.18	3.527	26.86
0.95	8.55	53.73	24.16	-24.92	1.33	3.527	26.86

0.95	8.57	53.73	24.30	-25.42	1.34	3.527	26.86
Tramo 02							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	53.73	-23.82	-24.20	1.31	3.527	26.86
0.05	0.45	53.73	-23.67	-23.70	1.30	3.527	26.86
0.10	0.90	53.73	-21.06	-15.34	1.16	3.527	26.86
0.15	1.35	53.73	-18.44	-7.97	1.01	3.527	26.86
0.20	1.80	53.73	-15.81	-1.30	0.87	3.527	26.86
0.25	2.25	53.73	-13.20	5.22	0.73	3.527	26.86
0.30	2.70	53.73	-10.56	10.56	0.58	3.527	26.86
0.35	3.15	53.73	-8.18	10.91	0.45	0.000	0.00
0.40	3.60	53.73	-5.91	14.08	0.32	0.000	0.00
0.45	4.05	53.73	-3.64	16.23	0.20	0.000	0.00
0.50	4.50	53.73	-1.37	17.34	0.08	0.000	0.00
0.55	4.95	53.73	3.64	16.23	0.20	0.000	0.00
0.60	5.40	53.73	5.91	14.08	0.32	0.000	0.00
0.65	5.85	53.73	8.18	10.91	0.45	0.000	0.00
0.70	6.30	53.73	10.56	10.56	0.58	3.527	26.86
0.75	6.75	53.73	13.20	5.22	0.73	3.527	26.86
0.80	7.20	53.73	15.81	-1.30	0.87	3.527	26.86
0.85	7.65	53.73	18.44	-7.97	1.01	3.527	26.86
0.90	8.10	53.73	21.06	-15.34	1.16	3.527	26.86
0.95	8.55	53.73	23.67	-23.70	1.30	3.527	26.86
0.95	8.57	53.73	23.82	-24.20	1.31	3.527	26.86
Tramo 03							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	53.73	-24.30	-25.42	1.34	3.527	26.86
0.05	0.45	53.73	-24.16	-24.92	1.33	3.527	26.86
0.10	0.90	53.73	-21.53	-16.32	1.18	3.527	26.86
0.15	1.35	53.73	-18.91	-8.71	1.04	3.527	26.86
0.20	1.80	53.73	-16.28	-1.85	0.90	3.527	26.86
0.25	2.25	53.73	-13.67	4.92	0.75	3.527	26.86
0.30	2.70	53.73	-11.04	10.50	0.61	3.527	26.86
0.35	3.15	53.73	-8.61	11.12	0.47	0.000	0.00
0.40	3.60	53.73	-6.32	14.49	0.35	0.000	0.00
0.45	4.05	53.73	-4.06	16.82	0.22	0.000	0.00
0.50	4.50	53.73	-1.78	18.11	0.10	0.000	0.00
0.55	4.95	53.73	3.18	17.05	0.17	0.000	0.00
0.60	5.40	53.73	5.46	15.10	0.30	0.000	0.00

0.65	5.85	53.73	7.72	12.10	0.42	0.000	0.00
0.70	6.30	53.73	10.04	12.19	0.55	3.527	26.86
0.75	6.75	53.73	12.65	7.07	0.70	3.527	26.86
0.80	7.20	53.73	15.29	0.75	0.84	3.527	26.86
0.85	7.65	53.73	17.91	-5.47	0.98	3.527	26.86
0.90	8.10	53.73	20.54	-12.61	1.13	3.527	26.86
0.95	8.55	53.73	23.15	-20.74	1.27	3.527	26.86
0.96	8.60	53.73	23.45	-21.70	1.29	3.527	26.86



Fuerza Cortante: Negativo (VERDE) Positivo (AZUL)

Figura 4.13 Cortante envolvente de Diseño VRC_int_03

El refuerzo por corte que se muestra en el reporte calculado da un espaciamiento mayor que el mínimo para pórticos sísmicos según las recomendaciones del ACI 318-14-18.6.4.4. El refuerzo será: 1 @0.05m, 9 @0.135m, resto @0.275m c/lado. (*) diseño de los pórticos exteriores tanto del Piso 03 y 07 realizó de manera análoga mostrándose los reportes finales del diseño por servicio y resistencia.

4.4. DISEÑO DE VIGAS EN PÓRTICOS DE CONCRETO POSTENSADO

De manera simplificada se procedió con el diseño de los pórticos que posean una mayor demanda sísmica de los entrepisos y de la azotea, (Piso 03 y Piso 07), tanto para pórticos interiores como exteriores.

Parámetros de Diseño en las vigas de concreto armado según la Tabla 24.

Tabla 24 Parámetros de diseño para pórticos postensados

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Concreto		Sistema de Postensado	No adherido
f_c vigas (a los 28 días)	350.00 kg/cm ²	Resistencia ultima f_{pu}	18.90 t/cm ²
f_{ci} vigas (transferencia)	210.00 kg/cm ²	Área del Tendón	1.400 cm ²
f_c columnas	280.00 kg/cm ²	Min CGS desde fibra superior	7.00 cm
E_c vigas	283.00 T/cm ²	Min CGS desde fibra inferior (int.)	7.00 cm
E_c columnas	253.00 T/cm ²	Min CGS desde fibra inferior (ext)	7.00 cm
Factor de Creep	2.00	Min. Precompresión	9.18 Kg/cm ²

Peso de concreto	NORMAL	Análisis y opciones de diseño	
Tracción admisible $\sqrt{f_c}$ (final)	2.000	Sistema Estructural	Viga
Compresión limite f_c (final)	0.450	Inercia en soportes	No incrementos
Tracción limite $\sqrt{f_{ci}}$ (inicial)	0.800	Momentos reducidos a cara	Si
Compresión limite f_{ci} (inicial)	0.600	Redistribución de momentos	No
f_y (Barras Principales)	4.20 t/cm ²	Consideración de ala Efectiva	Si
f_y (Refuerzo por corte)	4.20 t/cm ²	Método para ala Efectiva	ACI-318
Mín. Recubrimiento Superior	5.00 cm	Código de diseño	ACI318 (2014)
Mín. Recubrimiento Inferior	5.00 cm		

4.4.1. Análisis y diseño de VPT INT- (0.40x0.65)- PISO 03:

Para el modelo bidimensional para el pórtico interior en el Piso 03, con mayor sollicitación sísmica, se muestra cargas de gravedad y sismo (Figura 4.14)

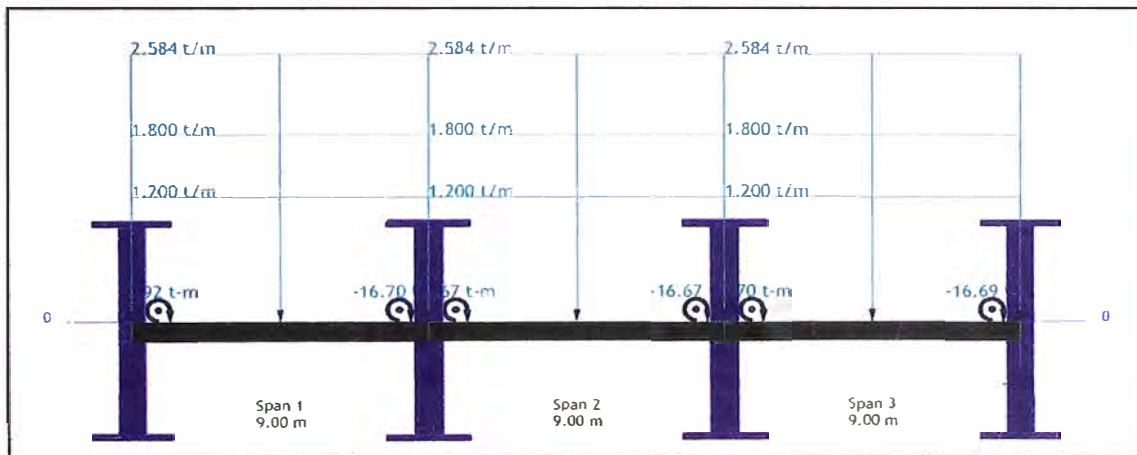


Figura 4.14 Pórtico de Pisos Típicos - VPT_int-03

4.4.1.1. Diseño en condiciones de servicio

Se analizó las deflexiones producidas por la combinación de carga sostenida en la viga multiplicada por el coeficiente de creep, que se puede observar en el Anexo 1 que incluye el diseño por servicio. Se muestra el detalle de los esfuerzos en las fibras de la viga. Se muestra el análisis del tendón de presfuerzo dado un perfil parabólico (Figura 4.15) y se muestra la fuerza efectiva proporcionada y requerida (Figura 4.16).

• Parámetros y resultados del análisis de postensado

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Tipo de Acero de Presfuerzo	Baja Relajación	Coefficiente de fricción angular (μ)	0.07000 1/rad
Edad del concreto en el tensado	5 días	Coefficiente de fricción secundario (K)	0.00160 rad/m
Módulo de concreto en el tensado	217.00 t/cm ²	Porcentaje de Tensado (%fpu)	0.75
Humedad relativa promedio	80.00 %	Embutimiento del anclaje	6.00 mm

Relación volumen Superficie	18.25 cm	Extremos de Tensado	Derecho
Modulo del Acero de Presfuerzo	2009.40 t/cm ²	fse	11.66 t/cm ²

Tramo	Fuerza	CGS Izquierda	CGS Centro	CGS Derecha	P/A	Wbal	WBal
	T	cm	cm	cm	kg/cm ²	t/m-	(%DL)
1	79.155	-32.50	-58.00	-7.00	30.44	2.990	79
2	84.917	-7.00	-45.00	-7.00	32.66	3.187	84
3	81.504	-7.00	-58.00	-32.50	31.35	3.079	81

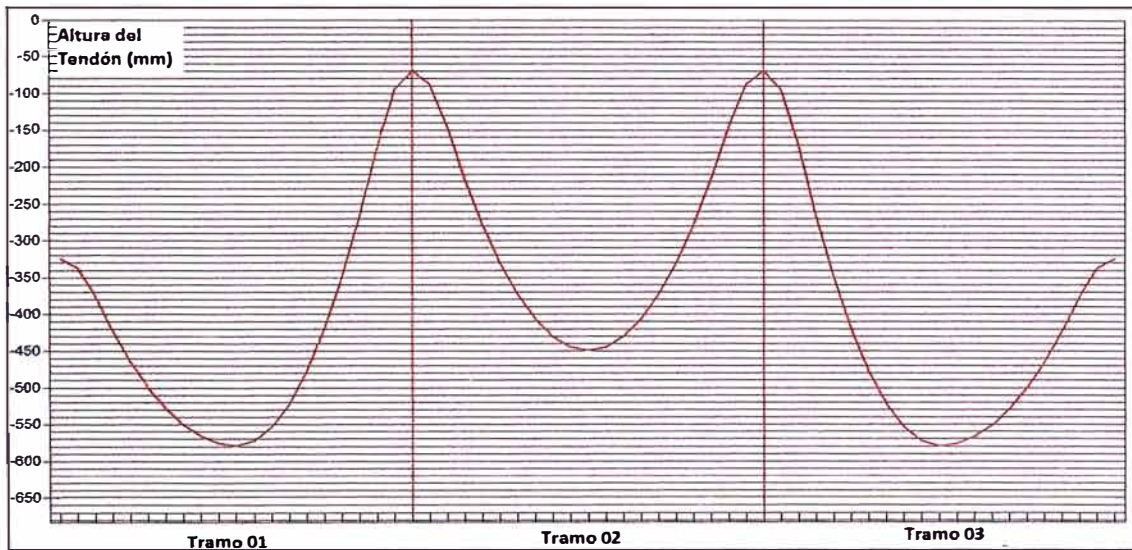


Figura 4.15 Perfil parabólico del tendón en VPT1_int-03

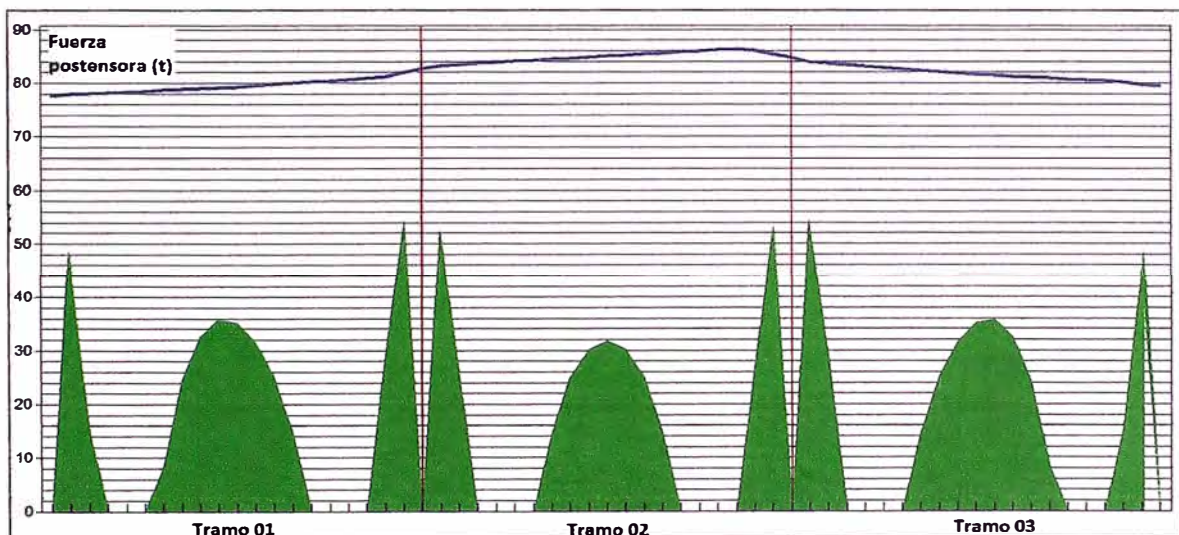
• **Alargamientos y porcentajes de esfuerzos en el tendón**

Fuerza	Alargamiento Izquierdo	Alargamiento Derecha	Anclaje Izquierdo	Anclaje Derecha	Máximo Esfuerzo
T	cm	cm	(%fpu)	(%fpu)	(%fpu)
16.32	0.00	17.01	0.63	0.65	0.70

• **Esfuerzos inicial y final en el tendón**

X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final	X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final	X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final
Tramo 01			Tramo 02				Tramo 03				
m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²
0.00	11.94	0.90	11.04	0.00	12.67	0.95	11.72	0.00	12.99	0.97	12.03
0.45	12.00	0.90	11.09	0.45	12.75	0.95	11.80	0.45	12.87	0.96	11.91
0.90	12.02	0.90	11.12	0.90	12.79	0.95	11.85	0.90	12.82	0.95	11.88
1.35	12.04	0.90	11.14	1.35	12.82	0.95	11.87	1.35	12.79	0.95	11.85
1.80	12.06	0.90	11.16	1.80	12.84	0.96	11.90	1.80	12.75	0.95	11.80
2.25	12.08	0.91	11.18	2.25	12.87	0.97	11.91	2.25	12.72	0.95	11.76
2.70	12.10	0.91	11.19	2.70	12.91	0.97	11.94	2.70	12.68	0.94	11.73

3.15	12.12	0.91	11.21	3.15	12.94	0.97	11.97	3.15	12.64	0.94	11.70
3.60	12.14	0.91	11.23	3.60	12.97	0.97	12.00	3.60	12.61	0.94	11.67
4.05	12.16	0.91	11.25	4.05	12.99	0.97	12.02	4.05	12.57	0.94	11.63
4.50	12.19	0.91	11.28	4.50	13.02	0.97	12.05	4.50	12.54	0.94	11.60
4.95	12.22	0.91	11.31	4.95	13.05	0.98	12.07	4.95	12.52	0.94	11.58
5.40	12.26	0.92	11.35	5.40	13.08	0.98	12.10	5.40	12.49	0.93	11.55
5.85	12.29	0.93	11.37	5.85	13.11	0.98	12.12	5.85	12.47	0.93	11.54
6.30	12.32	0.93	11.40	6.30	13.13	0.98	12.15	6.30	12.45	0.93	11.52
6.75	12.35	0.93	11.44	6.75	13.16	0.98	12.18	6.75	12.42	0.93	11.50
7.20	12.40	0.93	11.47	7.20	13.19	0.98	12.21	7.20	12.40	0.93	11.47
7.65	12.43	0.93	11.50	7.65	13.22	0.98	12.24	7.65	12.38	0.93	11.45
8.10	12.47	0.93	11.54	8.10	13.18	0.98	12.20	8.10	12.34	0.92	11.42
8.55	12.58	0.94	11.64	8.55	13.09	0.97	12.11	8.55	12.27	0.91	11.37
9.00	12.67	0.94	11.72	9.00	12.99	0.97	12.03	9.00	12.26	0.91	11.36



Fuerza Postensora: Requerida (VERDE) Proporcionada (AZUL)

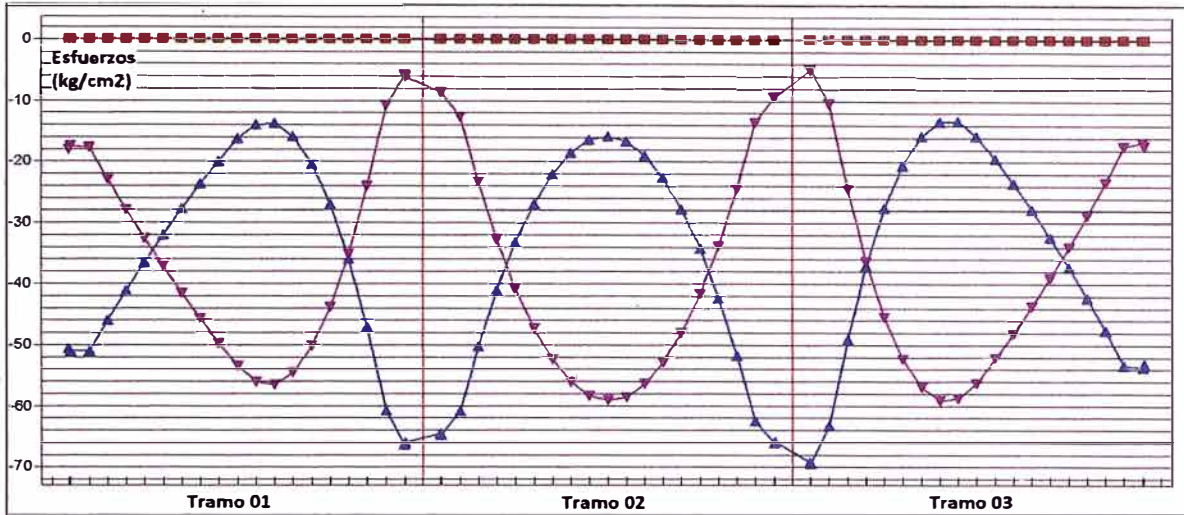
Figura 4.16 Fuerza Proporcionada y Requerida VPT1_int-03

- Envolvente de esfuerzos en la viga postensada

Se analizó la viga en cada etapa constructiva, para poder realizar la verificación de que los esfuerzos en las fibras inferior y superior se encuentren dentro del rango permisible, los cuales se pueden ver en el cuadro de resultado mostrado y en las Figura 4.17 al Figura 4.19.

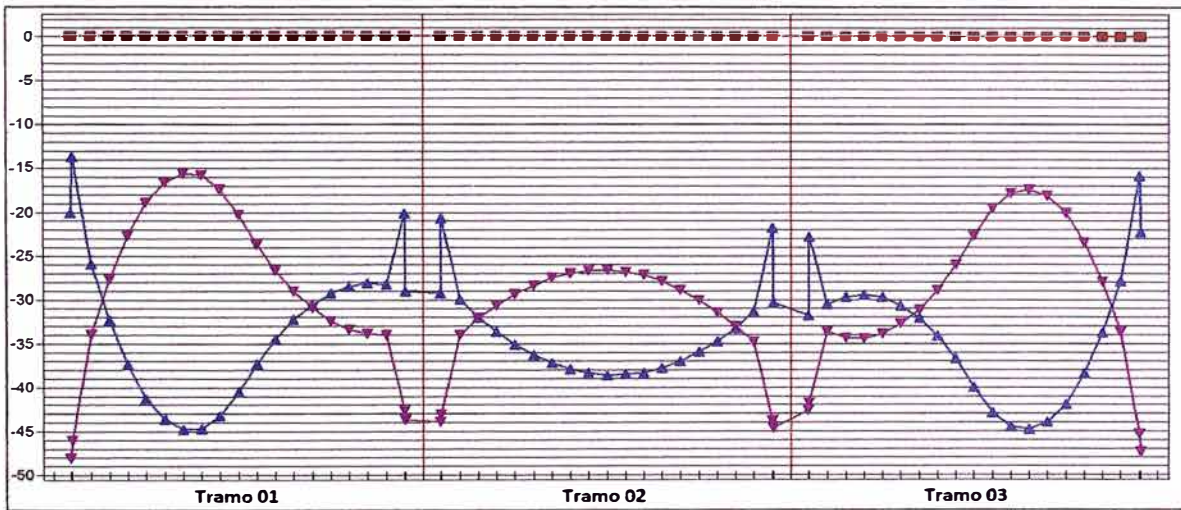
Tramo 01										
X	Inicial Sup Max-C	Inicial Inf. Max-C	Env-1 Sup. Max-T	Env-1 Sup Max-C	Env-1 Inf. Max- T	Env-1 Inf. Max- C	Env-2 Sup. Max-T	Env-2 Sup. Max-C	Env-2 Inf. Max- T	Env-2 Inf. Max- C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00										
0.45	—	-51.2	—	-17.6	—	-13.7	—	-46.1	5.0	—
0.90	----	-51.2	----	-17.8	----	-26.0	----	-34.0	----	-14.7
1.35	----	-46.1	----	-23.0	----	-32.4	----	-27.7	----	-27.7
1.80	----	-41.2	----	-28.0	----	-37.5	----	-22.7	----	-38.5
2.25	----	-36.6	----	-32.8	----	-41.3	----	-19.0	----	-47.0
2.70	----	-32.1	----	-37.3	----	-43.8	----	-16.6	----	-53.4
3.15	----	-27.9	----	-41.7	----	-44.9	----	-15.6	----	-57.5
3.60	----	-23.8	----	-45.9	----	-44.8	----	-15.9	----	-59.3
4.05	----	-20.0	----	-49.9	----	-43.3	----	-17.5	----	-59.0
4.50	----	-16.4	----	-53.7	----	-40.5	----	-20.4	----	-56.4
4.95	----	-14.0	----	-56.2	----	-37.3	----	-23.8	----	-52.6
5.40	----	-13.9	—	-56.6	----	-34.6	—	-26.6	----	-48.3
5.85	—	-16.0	—	-54.6	—	-32.4	—	-29.1	—	-43.5
6.30	----	-20.4	----	-50.4	----	-30.6	----	-31.0	----	-38.4
6.75	----	-27.1	----	-43.9	----	-29.3	----	-32.5	----	-32.8
7.20	----	-36.1	----	-35.2	----	-28.5	----	-33.4	----	-26.8
7.65	----	-47.3	----	-24.2	----	-28.2	----	-34.0	----	-20.3
8.10	----	-60.8	----	-10.9	----	-28.3	----	-34.0	----	-13.5
8.55	----	-66.4	----	-5.9	----	-20.2	----	-42.7	2.6	----
9.00										
Tramo 02										
X	Inicial Sup. Max-C	Inicial Inf. Max-C	Env-1 Sup. Max-T	Env-1 Sup Max-C	Env-1 Inf. Max- T	Env-1 Inf. Max- C	Env-2 Sup. Max-T	Env-2 Sup. Max-C	Env-2 Inf. Max- T	Env-2 Inf. Max- C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00	0.00									
0.05	0.45	----	-64.9	----	-8.6	----	-20.8	----	-43.1	0.9
0.10	0.90	----	-61.1	----	-12.7	----	-30.1	----	-34.0	----
0.15	1.35	----	-50.4	----	-23.5	----	-32.0	----	-32.2	----
0.20	1.80	----	-41.2	----	-32.9	----	-33.7	----	-30.7	----
0.25	2.25	----	-33.4	----	-40.9	----	-35.2	----	-29.4	----
0.30	2.70	----	-27.0	----	-47.4	----	-36.3	----	-28.4	----
0.35	3.15	----	-22.1	----	-52.5	----	-37.3	----	-27.6	----
0.40	3.60	----	-18.6	----	-56.2	----	-38.0	----	-27.0	----
0.45	4.05	—	-16.5	—	-58.4	—	-38.4	—	-26.7	—

0.50	4.50	----	-15.9	----	-59.2	----	-38.7	----	-26.7	----
0.55	4.95	----	-16.7	----	-58.6	----	-38.6	----	-26.9	----
0.60	5.40	----	-19.0	----	-56.5	----	-38.3	----	-27.3	----
0.65	5.85	----	-22.7	----	-53.0	----	-37.8	----	-28.0	----
0.70	6.30	----	-27.8	----	-48.0	----	-37.1	----	-28.9	----
0.75	6.75	----	-34.4	----	-41.6	----	-36.0	----	-30.1	----
0.80	7.20	----	-42.4	----	-33.8	----	-34.8	----	-31.5	----
0.85	7.65	----	-51.8	----	-24.5	----	-33.3	----	-33.1	----
0.90	8.10	----	-62.4	----	-13.6	----	-31.3	----	-34.8	----
0.95	8.55	----	-66.2	----	-9.4	----	-21.9	----	-43.8	----
1.00	9.00									
Tramo 03										
X	Inicial Sup Max-C	Inicial Inf. Max-C	Env-1 Sup. Max-T	Env-1 Sup Max-C	Env-1 Inf. Max- T	Env-1 Inf. Max- C	Env-2 Sup. Max-T	Env-2 Sup. Max-C	Env-2 Inf. Max- T	Env-2 Inf. Max- C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00	0.00									
0.05	0.45	----	-69.5	----	-4.7	----	-22.8	----	-41.7	----
0.10	0.90	----	-63.4	----	-10.5	----	-30.6	----	-33.7	----
0.15	1.35	----	-49.1	----	-24.6	----	-29.7	----	-34.3	----
0.20	1.80	----	-37.2	----	-36.3	----	-29.5	----	-34.4	----
0.25	2.25	----	-27.6	----	-45.6	----	-29.8	----	-33.9	----
0.30	2.70	----	-20.5	----	-52.5	----	-30.7	----	-32.8	----
0.35	3.15	----	-15.8	----	-57.0	----	-32.1	----	-31.1	----
0.40	3.60	----	-13.4	----	-59.1	----	-34.2	----	-28.9	----
0.45	4.05	----	-13.4	----	-58.9	----	-36.8	----	-26.1	----
0.50	4.50	----	-15.8	----	-56.3	----	-40.0	----	-22.7	----
0.55	4.95	----	-19.6	----	-52.4	----	-42.9	----	-19.6	----
0.60	5.40	----	-23.6	----	-48.2	----	-44.6	----	-17.9	----
0.65	5.85	----	-27.9	----	-43.7	----	-45.0	----	-17.3	----
0.70	6.30	----	-32.5	----	-39.0	----	-44.1	----	-18.1	----
0.75	6.75	----	-37.3	----	-34.1	----	-41.9	----	-20.1	----
0.80	7.20	----	-42.4	----	-28.8	----	-38.5	----	-23.4	----
0.85	7.65	----	-47.7	----	-23.3	----	-33.8	----	-28.0	----
0.90	8.10	----	-53.3	----	-17.5	----	-27.9	----	-33.8	----
0.95	8.55	----	-53.8	----	-16.7	----	-15.9	----	-45.3	2.8
1.00	9.00									



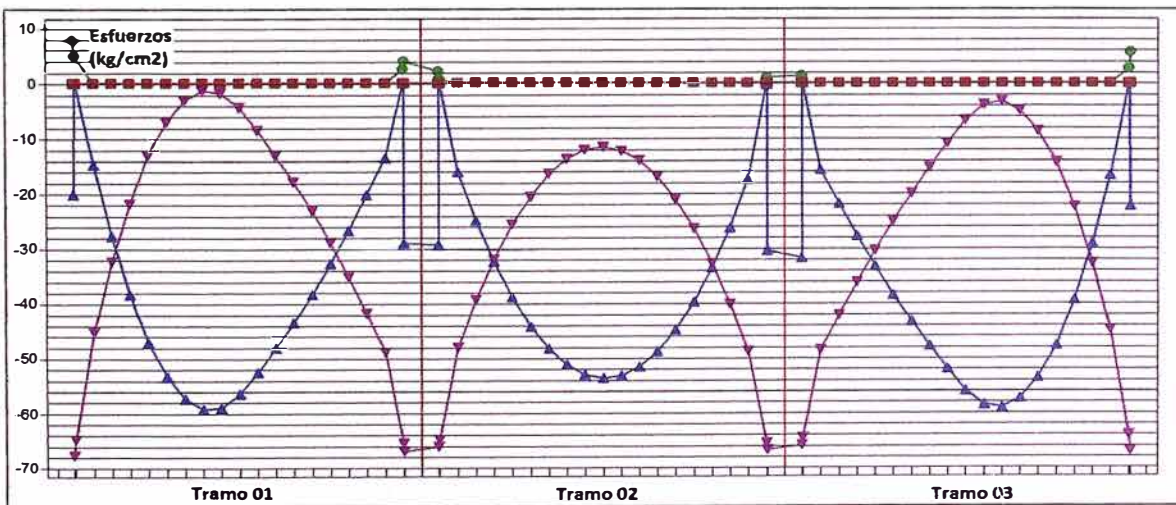
Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL)

Figura 4.17 Esfuerzos-Etapa Inicial: fibra superior e inferior VPT-INT 03



Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL)

Figura 4.18 Esfuerzos-Etapa Sostenida: fibra superior e inferior VPT-INT 03



Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL) Fibra Superior Tracción (VERDE)

Figura 4.19 Esfuerzo en la fibra superior e inferior VPT-INT 03

4.4.1.2. Diseño en condiciones de rotura

- Diseño por flexión. - Se presenta la envolvente de momentos por flexión de las combinaciones por rotura (Figura 4.20), con ello se obtiene el refuerzo pasivo requerido para garantizar una capacidad no menor a la demandada con la contribución del 25% (Figura 4.21)

Momentos por sismo en viga

Tramo	Izquierda	Derecha
	t-m	t-m
1	16.92	-16.70
2	16.67	-16.67
3	16.70	-16.69

Momentos secundarios o hiperestáticos

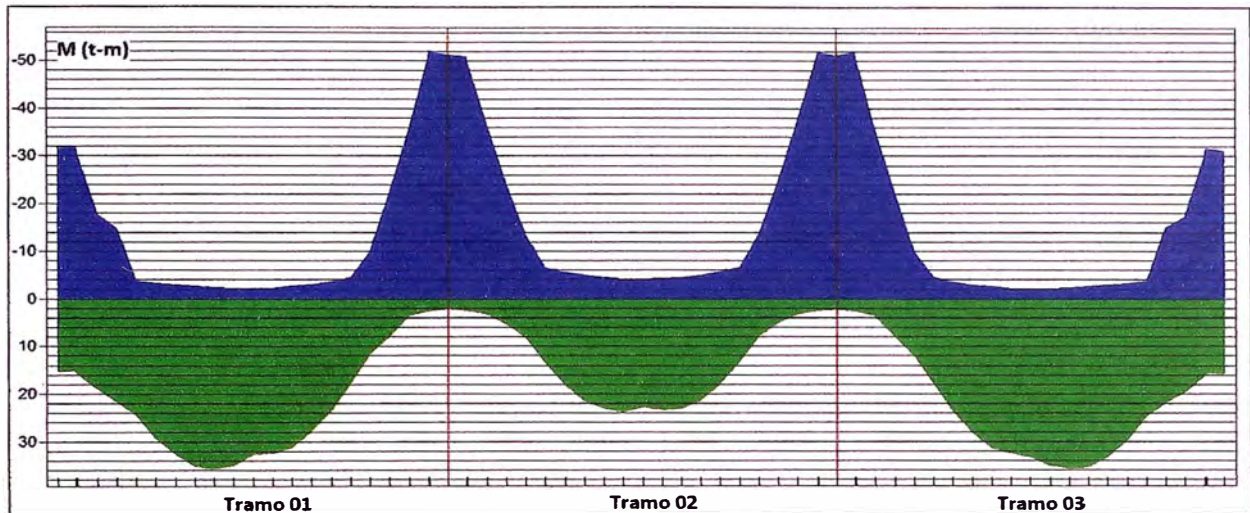
Tramo	Izquierda	Centro	Derecha
	T-m	T-m	T-m
1	14.62	7.61	0.65
2	-0.84	-1.08	-1.32
3	0.63	7.82	15.06

Momentos envolventes en viga (Combinación 01)

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
1	-21.99	14.62	37.38	7.61	-42.82	0.65
2	-42.11	-0.84	27.04	-1.08	-42.59	-1.32
3	-42.84	0.63	37.60	7.82	-21.54	15.06

Momentos envolventes en viga (Combinaciones 02 y 03)

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
1	-31.38	-0.53	+32.59	+19.63	-50.77	-1.95
2	-50.40	-2.56	+22.41	+10.38	-50.88	-3.04
3	-50.80	-1.96	+32.70	+19.95	-30.71	-0.30



Momento Flector: Positivo (VERDE) Negativo (AZUL)

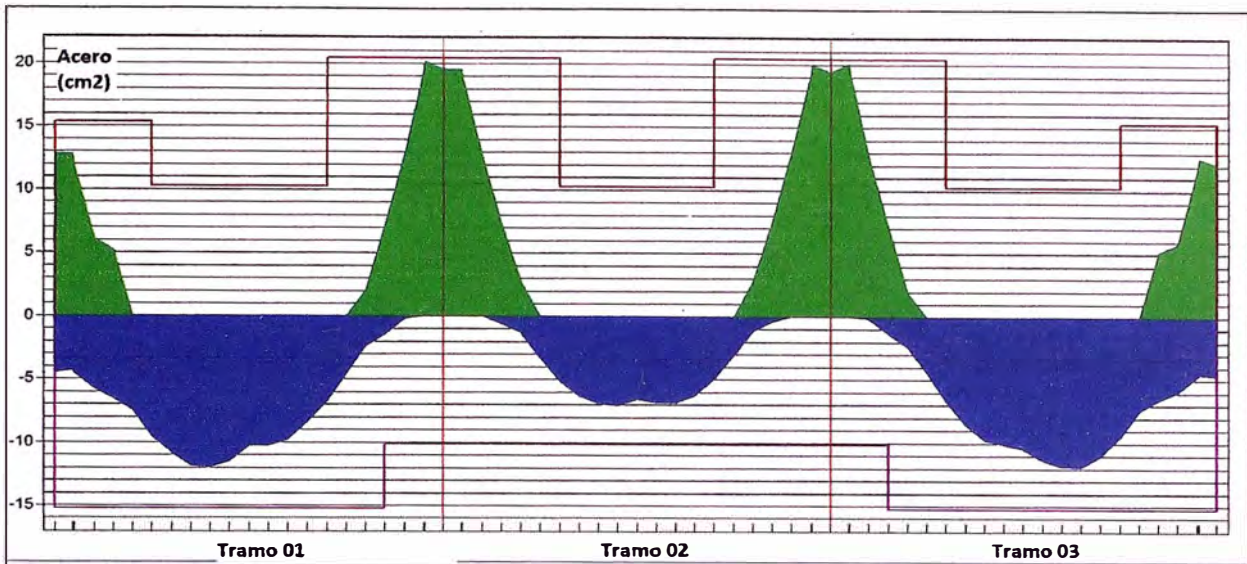
Figura 4.20 Momentos envolventes de Diseño VPT1_INT_03

- Acero de refuerzo requerido

Tramo	Ubicación	Inicio	Final	As Requerido	As Ultimo	As Mínimo
		m	m	cm ²	cm ²	cm ²
1	Superior	0.00	1.35	12.80	12.80	5.20
1	Superior	7.20	9.00	20.16	20.16	5.20
2	Superior	0.00	1.80	19.51	19.51	5.20
2	Superior	6.75	9.00	19.95	19.95	5.20
3	Superior	0.00	1.80	20.04	20.04	5.20
3	Superior	7.65	9.00	12.16	12.16	5.20
1	Inferior	0.00	8.10	12.00	12.00	5.20
2	Inferior	1.35	7.65	7.13	7.13	5.20
3	Inferior	0.90	9.00	11.88	11.88	5.20

- Acero de refuerzo proporcionado

Tramo	ID	Ubicación	Inicio	Cantidad	Ø(#)	Longitud	Área
			m			m	cm ²
1	1	Superior	0.00	2	8	27.00	10.20
1	2	Superior	0.00	1	8	2.44	5.10
1	3	Superior	5.85	2	8	6.30	10.20
2	4	Superior	5.85	2	8	6.30	10.20
3	5	Superior	6.56	1	8	2.44	5.10
1	6	Inferior	0.00	2	8	27.00	10.20
1	7	Inferior	0.00	1	8	7.66	5.10
3	8	Inferior	1.35	1	8	7.66	5.10



Refuerzo Requerido: Superior (VERDE) Inferior (AZUL) Refuerzo Provisto: Superior (ROJO) Inferior (LILA)

Figura 4.21 Acero Requerido y Proporcionado VPT_int-03 - Mn (25%Ap)

Se presenta la relación entre el momento de demanda y el de capacidad según el refuerzo proporcionado según se observa en Tabla 25

Tabla 25 Relación Demanda/Capacidad del VPT_int-03 (25% de Ap)

Tramo 01						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	14.84	-30.79	15.04	-31.44	0.99	0.98
0.40	14.84	-30.79	14.88	-31.20	1.00	0.99
0.45	15.24	-29.32	15.42	-29.34	0.99	1.00
0.90	18.41	-16.99	18.64	-17.18	0.99	0.99
1.35	20.91	-6.05	21.29	-14.45	0.98	0.42
1.80	23.51	0.00	24.01	-3.53	0.98	0.00
2.25	28.39	0.00	28.78	-3.09	0.99	0.00
2.70	31.89	0.00	32.02	-2.81	1.00	0.00
3.15	33.98	0.00	34.48	-2.53	0.99	0.00
3.60	35.70	0.00	35.00	-2.22	1.02	0.00
4.05	37.02	0.00	34.38	-2.04	1.08	0.00
4.50	36.67	0.00	32.06	-1.95	1.14	0.00
4.95	34.67	0.00	31.93	-2.08	1.09	0.00
5.40	31.01	0.00	30.67	-2.43	1.01	0.00
5.85	27.15	0.00	27.28	-2.78	1.00	0.00
6.30	22.85	0.00	23.06	-3.35	0.99	0.00
6.75	17.15	-1.85	17.41	-4.30	0.99	0.43
7.20	11.43	-9.50	11.47	-9.64	1.00	0.99

7.65	7.76	-21.26	7.87	-21.63	0.99	0.98
8.10	3.41	-34.41	3.47	-34.99	0.98	0.98
8.55	0.67	-48.95	2.56	-49.63	0.26	0.99
8.58	0.63	-49.80	2.56	-50.79	0.25	0.98
9.00	0.63	-49.80	2.07	-50.16	0.31	0.99
Tramo 02						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	0.00	-49.44	2.07	-50.16	0.00	0.99
0.43	0.00	-49.44	2.42	-49.78	0.00	0.99
0.45	0.00	-48.66	2.50	-48.67	0.00	1.00
0.90	1.82	-35.26	3.15	-35.47	0.58	0.99
1.35	5.24	-23.26	5.30	-23.32	0.99	1.00
1.80	7.97	-12.63	7.99	-12.88	1.00	0.98
2.25	12.96	-6.32	13.19	-6.21	0.98	1.02
2.70	17.53	-1.67	17.80	-5.36	0.99	0.31
3.15	20.73	-0.98	21.06	-4.73	0.98	0.21
3.60	23.26	-1.01	22.66	-4.29	1.03	0.23
4.05	25.73	-1.03	23.42	-4.04	1.10	0.26
4.50	26.53	-1.06	22.35	-3.95	1.19	0.27
4.95	25.67	-1.09	22.94	-4.04	1.12	0.27
5.40	23.16	-1.11	22.63	-4.32	1.02	0.26
5.85	20.57	-1.14	21.01	-4.78	0.98	0.24
6.30	17.32	-1.88	17.58	-5.44	0.99	0.35
6.75	12.70	-6.58	12.98	-6.72	0.98	0.98
7.20	7.66	-12.95	7.75	-13.19	0.99	0.98
7.65	4.87	-23.62	4.96	-24.00	0.98	0.98
8.10	1.41	-35.68	3.22	-36.29	0.44	0.98
8.55	0.00	-49.13	2.50	-49.74	0.00	0.99
8.58	0.00	-49.92	2.43	-50.90	0.00	0.98
9.00	0.00	-49.92	2.13	-50.15	0.00	1.00
Tramo 03						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	0.61	-49.83	2.13	-50.15	0.29	0.99
0.43	0.61	-49.83	2.57	-50.77	0.24	0.98
0.45	0.66	-48.98	2.63	-49.61	0.25	0.99
0.90	3.44	-34.43	3.44	-34.93	1.00	0.99

1.35	7.83	-21.26	7.80	-21.67	1.00	0.98
1.80	11.54	-9.48	11.74	-9.58	0.98	0.99
2.25	17.29	-1.82	17.32	-4.39	1.00	0.42
2.70	23.02	0.00	23.00	-3.40	1.00	0.00
3.15	27.37	0.00	27.89	-2.81	0.98	0.00
3.60	31.17	0.00	30.85	-2.46	1.01	0.00
4.05	34.86	0.00	31.92	-2.08	1.09	0.00
4.50	36.88	0.00	32.06	-1.96	1.15	0.00
4.95	37.25	0.00	34.37	-2.04	1.08	0.00
5.40	35.96	0.00	34.99	-2.24	1.03	0.00
5.85	34.13	0.00	34.67	-2.55	0.98	0.00
6.30	32.03	0.00	32.64	-2.83	0.98	0.00
6.75	28.56	0.00	28.95	-3.11	0.99	0.00
7.20	23.70	0.00	24.03	-3.58	0.99	0.00
7.65	21.11	-5.46	21.43	-14.54	0.99	0.38
8.10	18.62	-16.38	18.68	-16.61	1.00	0.99
8.55	15.47	-28.66	15.65	-29.23	0.99	0.98
8.60	15.06	-30.13	15.26	-30.08	0.99	1.00
9.00	15.06	-30.13	15.14	-30.32	1.00	0.99

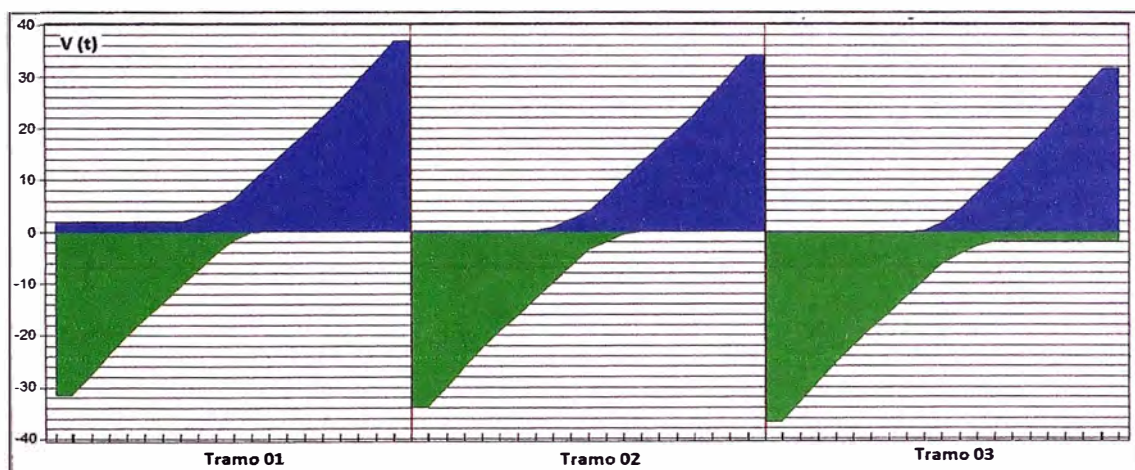
- **Diseño por corte.** - Se presenta el acero requerido y el espaciamiento "s" (Figura 4.22) en la Tabla 26

Tabla 26 Diseño por corte y espaciamiento de estribos VPT_INT_03

Tramo 01							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.04	0.40	52.00	-29.86	-31.69	0.96	0.863	48.75
0.05	0.45	52.00	-29.50	-30.18	0.92	0.863	48.75
0.10	0.90	52.00	-26.36	-17.49	0.63	0.863	48.75
0.15	1.35	52.00	-23.68	4.32	0.54	0.863	48.75
0.20	1.80	52.00	-12.60	24.21	0.47	0.000	0.00
0.25	2.25	52.00	-9.47	29.23	0.49	0.000	0.00
0.30	2.70	52.90	-12.39	28.91	0.48	0.000	0.00
0.35	3.15	55.13	-8.63	33.69	0.46	0.000	0.00
0.40	3.60	56.72	-7.51	28.71	0.38	0.000	0.00
0.45	4.05	57.68	-4.38	31.42	0.23	0.000	0.00
0.50	4.50	58.00	6.23	32.92	0.32	0.000	0.00
0.55	4.95	57.36	9.37	29.37	0.40	0.000	0.00
0.60	5.40	55.45	10.18	31.93	0.46	0.000	0.00
0.65	5.85	52.26	13.93	26.45	0.47	0.000	0.00
0.70	6.30	52.00	11.33	23.53	0.44	0.000	0.00

0.75	6.75	52.00	21.95	0.91	0.50	0.863	48.75
0.80	7.20	52.00	25.22	-0.24	0.58	0.863	48.75
0.85	7.65	52.00	28.98	-12.56	0.66	0.863	48.75
0.90	8.10	52.00	32.73	-26.59	0.75	0.863	48.75
0.95	8.55	55.45	34.51	-50.40	0.84	0.836	48.75
0.95	8.57	55.59	34.68	-51.27	0.85	0.835	48.75
Tramo 02							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	56.21	-32.09	-50.91	0.82	0.830	48.75
0.05	0.45	56.10	-31.92	-50.10	0.81	0.831	48.75
0.10	0.90	52.00	-28.77	-36.31	0.71	0.863	48.75
0.15	1.35	52.00	-26.27	-14.38	0.60	0.863	48.75
0.20	1.80	52.00	-22.51	-3.29	0.51	0.863	48.75
0.25	2.25	52.00	-19.35	-3.50	0.44	0.000	0.00
0.30	2.70	52.00	-8.80	18.05	0.41	0.000	0.00
0.35	3.15	52.00	-11.22	19.70	0.44	0.000	0.00
0.40	3.60	52.00	-7.47	23.94	0.43	0.000	0.00
0.45	4.05	52.00	-6.78	20.27	0.37	0.000	0.00
0.50	4.50	52.00	3.76	22.63	0.21	0.000	0.00
0.55	4.95	52.00	6.90	20.20	0.37	0.000	0.00
0.60	5.40	52.00	7.59	23.84	0.43	0.000	0.00
0.65	5.85	52.00	11.35	19.54	0.44	0.000	0.00
0.70	6.30	52.00	8.92	17.84	0.41	0.000	0.00
0.75	6.75	52.00	19.46	-3.77	0.44	0.000	0.00
0.80	7.20	52.00	22.63	-3.62	0.52	0.863	48.75
0.85	7.65	52.00	26.39	-14.75	0.60	0.863	48.75
0.90	8.10	52.00	28.89	-36.74	0.72	0.863	48.75
0.95	8.55	56.10	32.04	-50.58	0.81	0.831	48.75
0.95	8.57	56.21	32.21	-51.40	0.82	0.830	48.75
Tramo 03							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	55.59	-34.71	-51.30	0.85	0.835	48.75
0.05	0.45	55.45	-34.55	-50.43	0.84	0.836	48.75
0.10	0.90	52.00	-32.79	-26.57	0.75	0.863	48.75
0.15	1.35	52.00	-29.04	-12.53	0.66	0.863	48.75
0.20	1.80	52.00	-25.28	-0.18	0.58	0.863	48.75
0.25	2.25	52.00	-21.98	0.93	0.50	0.863	48.75
0.30	2.70	52.00	-11.41	23.70	0.45	0.000	0.00
0.35	3.15	52.26	-14.00	26.59	0.47	0.000	0.00

0.40	3.60	55.45	-10.24	32.09	0.46	0.000	0.00
0.45	4.05	57.36	-9.40	29.45	0.40	0.000	0.00
0.50	4.50	58.00	-6.27	33.02	0.32	0.000	0.00
0.55	4.95	57.68	-4.34	22.47	0.22	0.000	0.00
0.60	5.40	56.72	7.43	29.11	0.38	0.000	0.00
0.65	5.85	55.13	8.57	33.99	0.46	0.000	0.00
0.70	6.30	52.90	12.33	29.23	0.49	0.000	0.00
0.75	6.75	52.00	9.43	29.41	0.49	0.000	0.00
0.80	7.20	52.00	12.57	24.39	0.48	0.000	0.00
0.85	7.65	52.00	23.62	4.72	0.54	0.863	48.75
0.90	8.10	52.00	27.37	-6.87	0.62	0.863	48.75
0.95	8.55	52.00	29.42	-29.51	0.90	0.863	48.75
0.96	8.60	52.00	29.77	-31.02	0.94	0.863	48.75



Fuerza Cortante: Negativo (VERDE) Positivo (AZUL)

Figura 4.22 Cortante envolvente de Diseño VPT_int_03

(*) El refuerzo transversal por corte que se observa en el reporte calculado por el programa proporciona un espaciamiento mayor que las consideraciones mínimas de refuerzo para corte en pórticos sísmicos del ACI 318-18.6.4.4; el refuerzo por corte de $_1 @0.05m$, $9 @0.125m$, resto $@0.25m$ c/lado.

4.4.2. Análisis y diseño de VPT INT- (0.40x0.60)- PISO 07

Para el modelo bidimensional para el pórtico interior en el Piso 07, con mayor sollicitación sísmica, se muestran cargas de gravedad y sismo (Figura 4.23).

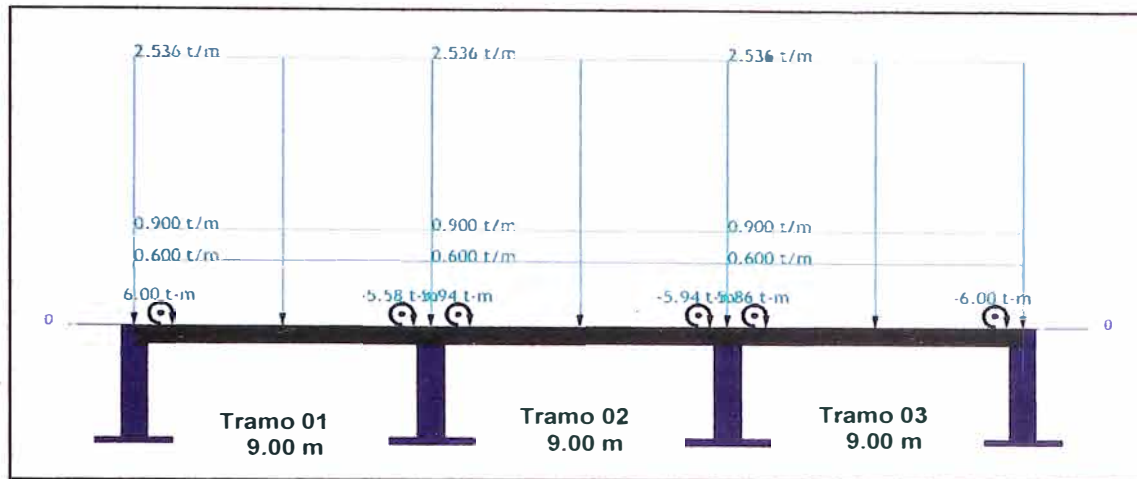


Figura 4.23 Pórtico de Pisos Azotea – VPT_int-07

4.4.2.1. Diseño en condiciones de servicio

Se analizó las deflexiones producidas por la combinación de carga sostenida en la viga multiplicada por el coeficiente de creep, que se puede observar en el Anexo 1 que incluye el diseño por servicio. Se muestra el detalle de los esfuerzos en las fibras de la viga. Se muestra el análisis del tendón de presfuerzo dado un perfil parabólico (Figura 4.24) y se muestra la fuerza efectiva proporcionada y requerida (Figura 4.25).

Tabla 27 Parámetros para el análisis por fricción del postensado

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Tipo de Acero de Presfuerzo	Baja Relajación	Coeficiente de fricción (μ)	0.07000 1/rad
Edad del concreto en el tensado	5 días	Coeficiente de fricción (K)	0.00160 rad/m
Módulo de concreto en el tensado	217.00 t/cm ²	Porcentaje de Tensado (%fpu)	0.74
Humedad relativa promedio	80.00 %	Embutimiento del anclaje	6.00 mm
Relación volumen Superficie	16.25 cm	Extremos de Tensado	Derecho
Modulo del Acero de Presfuerzo	2009.40 t/cm ²	fse	11.64 t/cm ²

Tramo	Fuerza	CGS Izquierda	CGS Centro	CGS Derecha	P/A	Wbal	WBal (%DL)
	t	cm	cm	cm	kg/cm ²	t/m	
1	63.564	-30.00	-53.00	-7.00	26.49	2.166	63
2	67.798	-7.00	-41.00	-7.00	28.25	2.277	66
3	64.775	-7.00	-53.00	-30.00	26.99	2.207	70

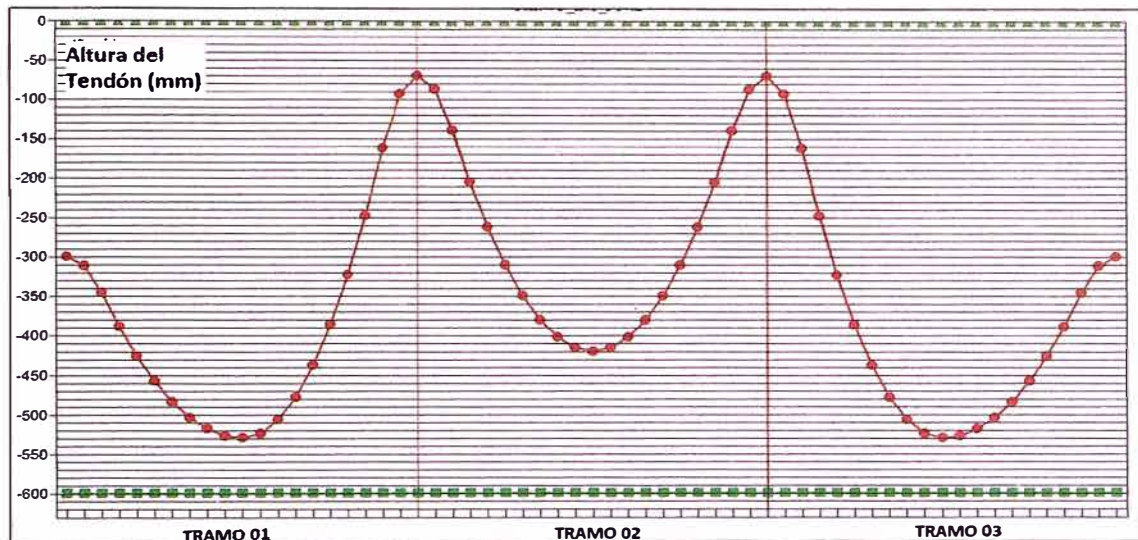


Figura 4.24 Perfil parabólico del tendón en VPT_int-07

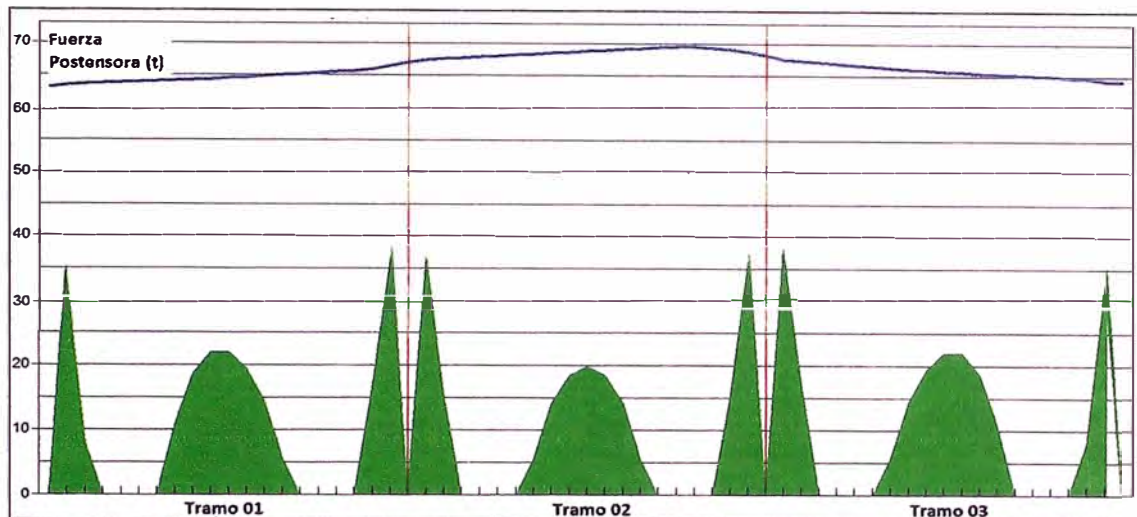
• Alargamientos y porcentajes de esfuerzos en el Tendón

Fuerza	Alargamiento Izquierdo	Alargamiento Derecha	Anclaje Izquierdo (%fpu)	Anclaje Derecha (%fpu)	Máximo Esfuerzo (%fpu)
T	cm	cm			
15.67	0.00	16.87	0.63	0.64	0.69

• Esfuerzos inicial y final en el Tendón

X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final	X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final	X	Esfuerzo Inicial	Perdida diferida	Esfuerzo Final
Tramo 01				Tramo 02				Tramo 03			
m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	m	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²
0.00	11.93	0.82	11.11	0.00	12.61	0.87	11.74	0.00	12.80	0.87	11.93
0.45	11.98	0.82	11.16	0.45	12.68	0.87	11.81	0.45	12.70	0.87	11.82
0.90	12.01	0.82	11.18	0.90	12.72	0.87	11.85	0.90	12.65	0.86	11.79
1.35	12.03	0.82	11.20	1.35	12.74	0.87	11.87	1.35	12.62	0.86	11.76
1.80	12.05	0.82	11.22	1.80	12.77	0.87	11.90	1.80	12.59	0.86	11.73
2.25	12.07	0.82	11.24	2.25	12.79	0.87	11.93	2.25	12.56	0.86	11.69
2.70	12.08	0.83	11.26	2.70	12.82	0.87	11.95	2.70	12.52	0.86	11.66
3.15	12.10	0.83	11.27	3.15	12.84	0.88	11.98	3.15	12.49	0.85	11.63
3.60	12.12	0.83	11.28	3.60	12.87	0.89	11.99	3.60	12.46	0.85	11.60
4.05	12.14	0.83	11.30	4.05	12.90	0.89	12.01	4.05	12.42	0.85	11.57
4.50	12.17	0.83	11.34	4.50	12.93	0.89	12.04	4.50	12.39	0.85	11.54
4.95	12.20	0.83	11.37	4.95	12.96	0.89	12.06	4.95	12.36	0.85	11.52
5.40	12.23	0.83	11.40	5.40	12.98	0.89	12.09	5.40	12.34	0.85	11.50
5.85	12.26	0.84	11.43	5.85	13.01	0.89	12.12	5.85	12.32	0.85	11.48

6.30	12.29	0.85	11.45	6.30	13.03	0.90	12.14	6.30	12.30	0.84	11.46
6.75	12.32	0.85	11.48	6.75	13.06	0.90	12.16	6.75	12.27	0.83	11.45
7.20	12.35	0.85	11.51	7.20	13.04	0.89	12.15	7.20	12.25	0.83	11.42
7.65	12.39	0.85	11.54	7.65	13.01	0.89	12.12	7.65	12.23	0.83	11.40
8.10	12.43	0.85	11.58	8.10	12.98	0.89	12.09	8.10	12.20	0.83	11.37
8.55	12.52	0.86	11.66	8.55	12.90	0.88	12.01	8.55	12.14	0.83	11.31
9.00	12.61	0.86	11.74	9.00	12.80	0.88	11.93	9.00	12.80	0.87	11.93



Fuerza Postensora: Requerida (VERDE) Proporcionada (AZUL)

Figura 4.25 Fuerza Proporcionada y Requerida VPT_int-07

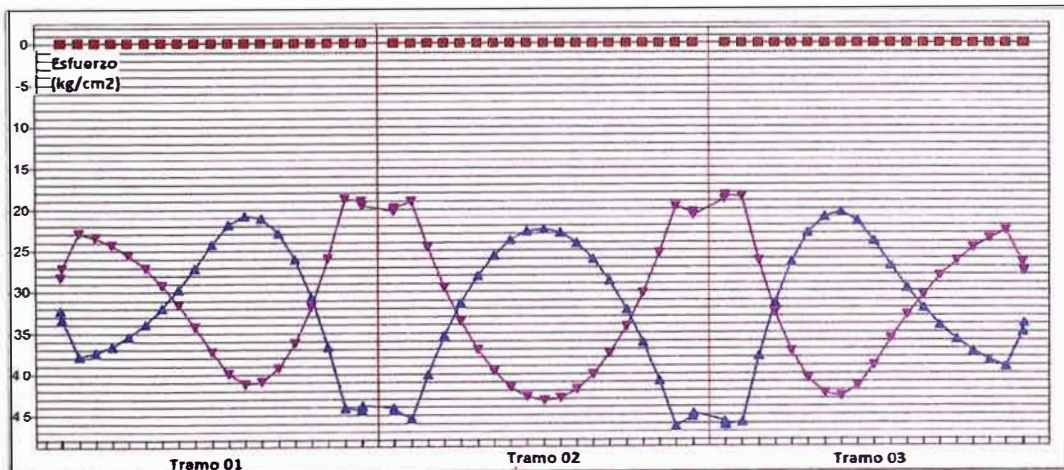
• Envolvente de Esfuerzos en la viga postensada

Se analizó la viga en cada etapa constructiva, para poder realizar la verificación de que los esfuerzos en las fibras inferior y superior se encuentren dentro del rango permisible, los cuales se pueden ver en el cuadro de resultado mostrado y en la Figura 4.26 al Figura 4.28.

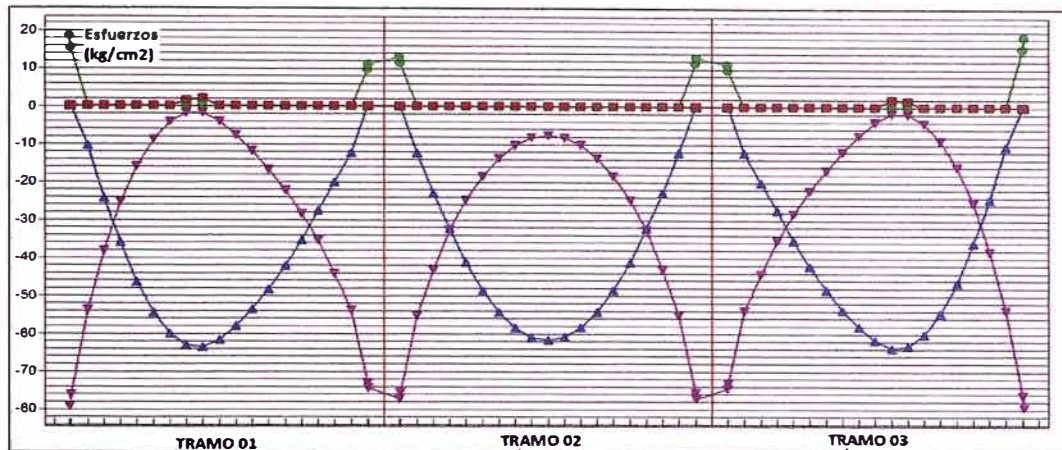
Tramo 01										
X	Inicial Sup Max-C	Inicial Inf. Max-C	Env-1 Sup. Max-T	Env-1 Sup Max-C	Env-1 Inf. Max-T	Env-1 Inf. Max-C	Env-2 Sup. Max-T	Env-2 Sup. Max-C	Env-2 Inf. Max-T	Env-2 Inf. Max-C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00										
0.45	-----	-32.5	-----	-27.4	-----	-3.0	-----	-49.1	4.6	-----
0.90	-----	-37.1	-----	-23.0	-----	-16.8	-----	-35.4	-----	-12.2
1.35	-----	-36.8	-----	-23.3	-----	-25.3	-----	-27.0	-----	-23.3
1.80	-----	-36.2	-----	-24.0	-----	-32.2	-----	-20.2	-----	-32.5
2.25	-----	-35.2	-----	-25.1	-----	-37.7	-----	-14.8	-----	-39.8
2.70	-----	-33.8	-----	-26.6	-----	-41.6	-----	-11.0	-----	-45.2
3.15	-----	-32.0	-----	-28.5	-----	-44.0	-----	-8.7	-----	-48.7

3.60	----	-29.9	----	-30.8	----	-44.8	----	-8.0	----	-50.4
4.05	----	-27.3	----	-33.5	----	-44.1	----	-8.7	----	-50.2
4.50	----	-24.4	----	-36.5	----	-41.9	----	-11.0	----	-48.1
4.95	----	-22.0	----	-39.1	----	-39.0	----	-14.1	----	-44.9
5.40	—	-20.9	—	-40.4	—	-36.0	—	-17.2	—	-41.3
5.85	----	-21.2	----	-40.2	----	-33.1	----	-20.3	----	-37.4
6.30	----	-22.8	----	-38.7	----	-30.1	----	-23.4	—	-33.1
6.75	----	-25.9	----	-35.9	----	-27.1	----	-26.6	----	-28.5
7.20	----	-30.3	----	-31.6	----	-24.1	----	-29.7	----	-23.5
7.65	----	-36.0	—	-26.1	—	-21.2	—	-32.8	—	-18.2
8.10	----	-43.1	----	-19.1	----	-18.2	----	-36.0	----	-12.5
8.55	----	-43.0	----	-19.8	----	-7.7	----	-46.9	1.1	----
9.00										
Tramo 02										
X	Inicial Sup. Max-C	Inicial Inf. Max-C	Env-1 Sup. Max-T	Env-1 Sup. Max-C	Env-1 Inf. Max-T	Env-1 Inf. Max-C	Env-2 Sup. Max-T	Env-2 Sup. Max-C	Env-2 Inf. Max-T	Env-2 Inf. Max-C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00										
0.45	----	-41.6	----	-22.1	----	-7.6	----	-47.7	0.7	----
0.90	—	-43.3	—	-20.5	—	-19.3	----	-36.3	—	-13.9
1.35	—	-38.7	—	-25.3	—	-24.2	—	-31.4	—	-21.5
1.80	----	-34.8	----	-29.4	----	-28.5	----	-27.2	----	-28.1
2.25	—	-31.4	—	-32.8	—	-32.2	----	-23.7	----	-33.7
2.70	----	-28.7	----	-35.7	----	-35.2	----	-20.8	----	-38.3
3.15	----	-26.6	----	-37.9	----	-37.6	----	-18.5	----	-41.9
3.60	----	-25.1	----	-39.6	----	-39.3	----	-16.9	----	-44.5
4.05	----	-24.3	----	-40.6	----	-40.4	----	-16.0	----	-46.0
4.50	----	-24.0	----	-40.9	----	-40.8	----	-15.7	—	-46.6
4.95	----	-24.4	----	-40.7	----	-40.6	----	-16.0	----	-46.2
5.40	----	-25.4	----	-39.8	----	-39.7	—	-17.0	----	-44.7
5.85	----	-27.1	----	-38.3	----	-38.2	----	-18.7	----	-42.3
6.30	----	-29.3	----	-36.2	----	-36.0	----	-21.0	----	-38.8
6.75	----	-32.2	----	-33.5	----	-33.2	----	-23.9	----	-34.4
7.20	----	-35.5	----	-30.0	----	-29.6	----	-27.4	----	-28.8
7.65	----	-39.5	----	-25.9	----	-25.3	----	-31.6	----	-22.2
8.10	----	-44.1	----	-21.1	----	-20.4	----	-36.3	----	-14.6
8.55	----	-42.3	----	-22.5	----	-8.7	----	-47.6	0.1	----
9.00										
Tramo 03										
X	Inicial	Inicial	Env-1	Env-1	Env-1	Env-1	Env-2	Env-2	Env-2	Env-2

	Sup Max-C	Inf. Max-C	Sup. Max-T	Sup Max-C	Inf. Max-T	Inf. Max-C	Sup. Max-T	Sup. Max-C	Inf. Max-T	Inf. Max-C
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0.00										
0.45	----	-44.7	----	-19.1	----	-13.3	----	-42.2	----	-0.4
0.90	----	-44.6	----	-18.9	----	-22.0	----	-33.2	----	-13.7
1.35	----	-37.0	----	-26.3	----	-23.3	----	-31.8	----	-19.0
1.80	----	-30.9	----	-32.3	----	-24.8	----	-30.1	----	-24.1
2.25	----	-26.2	----	-36.8	----	-26.5	----	-28.3	----	-28.8
2.70	----	-22.9	----	-39.9	----	-28.4	----	-26.2	----	-33.2
3.15	----	-21.1	----	-41.5	----	-30.6	----	-23.8	----	-37.3
3.60	----	-20.6	----	-41.8	----	-33.0	----	-21.3	----	-41.1
4.05	----	-21.7	----	-40.6	----	-35.6	----	-18.5	----	-44.6
4.50	----	-24.1	----	-38.0	----	-38.5	----	-15.5	----	-47.9
4.95	----	-27.1	----	-34.8	----	-40.9	----	-13.0	----	-50.0
5.40	----	-29.8	----	-32.0	----	-41.9	----	-11.9	----	-50.3
5.85	----	-32.1	----	-29.6	----	-41.6	----	-12.1	----	-48.8
6.30	----	-34.0	----	-27.6	----	-40.0	----	-13.6	----	-45.4
6.75	----	-35.6	----	-25.8	----	-37.0	----	-16.4	----	-40.1
7.20	----	-36.9	----	-24.5	----	-32.8	----	-20.6	----	-33.0
7.65	----	-37.8	----	-23.5	----	-27.2	----	-26.1	----	-24.1
8.10	----	-38.3	----	-22.8	----	-20.3	----	-32.9	----	-13.3
8.55	----	-33.9	----	-26.9	----	-8.1	----	-44.8	3.4	----
9.00										

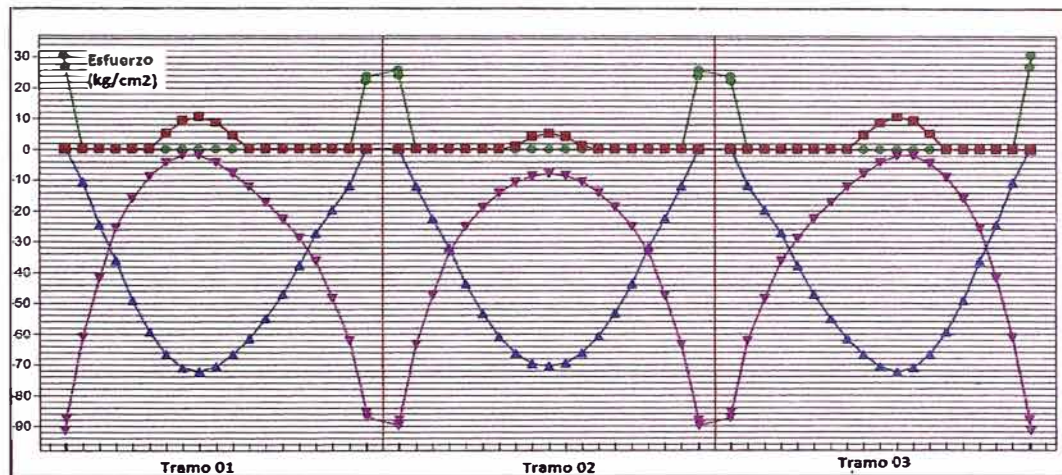


Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL)
Figura 4.26 Esfuerzos-Etapa Inicial: fibra superior e inferior VPT-INT 07



Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL) Fibra Superior Tracción (VERDE)
Fibra Inferior Tracción (ROJO)

Figura 4.27 Esfuerzo en la etapa sostenida fibra superior e inferior VPT-INT 07



Esfuerzo Fibra inferior Compresión (LILA) Fibra Superior Compresión (AZUL) Fibra Superior Tracción (VERDE)
Fibra Inferior Tracción (ROJO)

Figura 4.28 Esfuerzo en la fibra superior e inferior en la etapa final VPT-INT 07

4.4.2.2. Diseño en condiciones de rotura

Se presenta la envolvente de momentos por flexión de las combinaciones por rotura (Figura 4.29), con ello se obtiene el refuerzo pasivo requerido para garantizar una capacidad no menor a la demandada con la contribución del 25% (Figura 4.30)

Momentos por sismo

Tramo	Izquierda	Derecha
	t-m	t-m
1	6.00	-5.58
2	5.94	-5.94
3	5.86	-6.00

Momentos secundarios o hiperestáticos

Tramo	Izquierda	Centro	Derecha
	T-m	T-m	T-m
1	10.82	5.57	0.36
2	-0.79	-0.91	-1.02
3	0.35	5.67	11.03

Momentos por envolvente de combinaciones

Tramo	Izquierda Max	Izquierda Min	Centro Max	Centro Min	Derecha Max	Derecha Min
	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m
1	-15.44	10.82	26.13	5.57	-29.66	0.36
2	-29.54	-0.79	18.73	-0.91	-29.82	-1.02
3	-30.10	0.35	26.56	5.67	-15.65	11.03

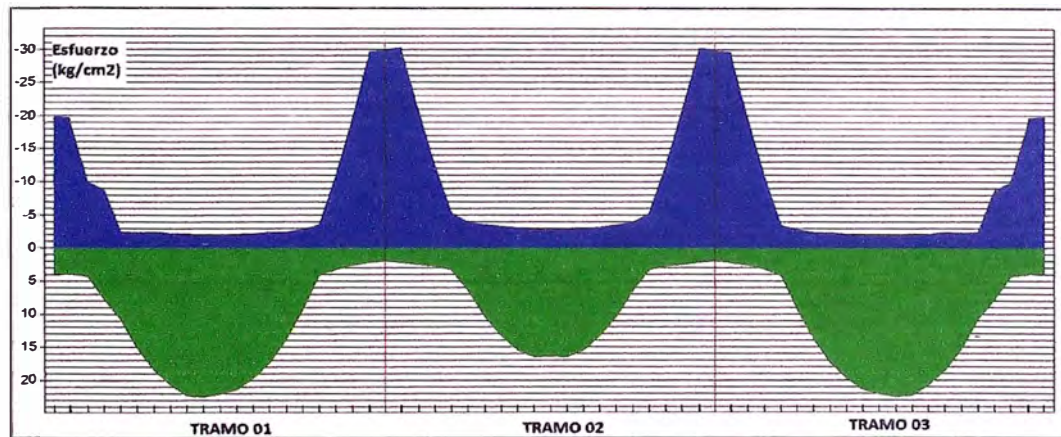


Figura 4.29 Momentos envolventes de Diseño VPT_int_07

- Diseño por flexión con la contribución del acero de presfuerzo en un 25%

Acero de refuerzo requerido

Tramo	Ubicación	Inicio	Final	As Requerido	As Ultimo	As Mínimo
		m	m	cm ²	cm ²	cm ²
1	Superior	0.00	1.35	7.05	7.05	4.80
1	Superior	7.65	9.00	12.23	12.23	4.80
2	Superior	0.00	1.80	12.19	12.19	4.80
2	Superior	7.20	9.00	12.12	12.12	4.80
3	Superior	0.00	1.35	12.17	12.17	4.80
3	Superior	7.65	9.00	6.76	6.76	4.80
1	Inferior	0.90	6.75	8.64	8.64	4.80
2	Inferior	2.25	6.75	5.05	5.05	4.80
3	Inferior	2.25	8.10	8.56	8.56	4.80

Acero de Refuerzo Proporcionado

Tramo	ID	Ubicación	Inicio	Cantidad	Ø(#)	Longitud	Área
			m			m	cm ²
1	1	Superior	0.00	2	8	9.00	0.00
1	2	Superior	5.85	1	8	3.15	5.85
1	3	Superior	0.00	2	8	9.00	0.00
2	4	Superior	0.00	1	8	3.15	0.00
3	5	Superior	5.85	1	8	3.15	5.85
1	6	Inferior	0.00	2	8	9.00	0.00
1	7	Inferior	0.00	1	8	3.15	0.00
3	8	Inferior	0.00	2	8	9.00	0.00

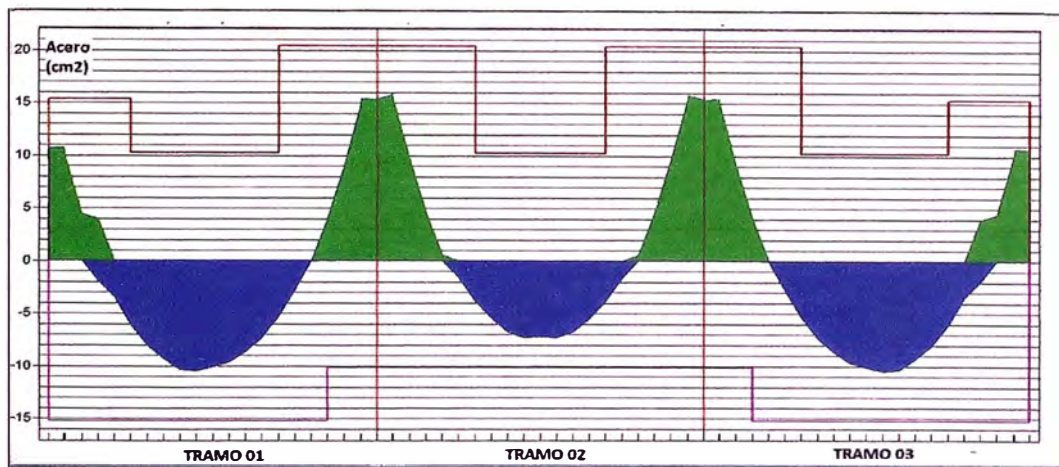


Figura 4.30 Acero Requerido y Proporcionado VPT_int-07 Mn (25%Ap)

Finalmente se evaluará la relación entre el momento de demanda y el de capacidad según el refuerzo proporcionado según se observa en Tabla 28

Tabla 28 Relación Demanda/Capacidad VPT_int-07 (25% de Ap)

Tramo 01						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	10.61	-17.06	4.54	-17.06	2.34	1.00
0.40	10.61	-17.06	4.73	-17.33	2.24	0.98
0.45	10.55	-16.08	4.74	-16.29	2.23	0.99
0.90	9.99	-7.75	6.80	-12.62	1.47	0.61
1.35	10.12	-0.44	10.30	-11.92	0.98	0.04
1.80	13.10	0.00	13.20	-2.68	0.99	0.00
2.25	17.27	0.00	17.56	-2.40	0.98	0.00
2.70	20.45	0.00	20.86	-2.28	0.98	0.00
3.15	22.82	0.00	22.79	-2.22	1.00	0.00

3.60	24.92	0.00	24.17	-2.03	1.03	0.00
4.05	25.86	0.00	24.31	-1.90	1.06	0.00
4.50	25.63	0.00	23.22	-1.84	1.10	0.00
4.95	24.25	0.00	22.37	-1.91	1.08	0.00
5.40	21.72	0.00	20.65	-2.13	1.05	0.00
5.85	18.02	0.00	17.86	-2.22	1.01	0.00
6.30	13.90	0.00	14.12	-2.57	0.98	0.00
6.75	9.19	0.00	9.24	-3.23	0.99	0.00
7.20	4.17	-2.94	4.95	-4.19	0.84	0.70
7.65	1.52	-10.79	3.83	-14.38	0.40	0.75
8.10	0.95	-19.64	2.71	-20.04	0.35	0.98
8.55	0.39	-29.50	2.28	-30.02	0.17	0.98
8.58	0.36	-30.07	2.33	-30.66	0.15	0.98
9.00	0.36	-30.07	1.96	-30.41	0.18	0.99
Tramo 02						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	0.00	-30.46	1.91	-31.03	0.00	0.98
0.43	0.00	-30.46	2.22	-30.75	0.00	0.99
0.45	0.00	-29.93	2.22	-30.11	0.00	0.99
0.90	0.00	-20.84	2.46	-20.94	0.00	1.00
1.35	0.00	-12.75	3.22	-15.34	0.00	0.83
1.80	1.82	-5.67	3.98	-5.78	0.46	0.98
2.25	6.23	-1.21	6.35	-4.66	0.98	0.26
2.70	10.15	-0.84	10.29	-4.06	0.99	0.21
3.15	13.21	-0.85	14.89	-3.64	0.89	0.23
3.60	16.09	-0.87	15.29	-3.32	1.05	0.26
4.05	17.81	-0.88	16.03	-3.14	1.11	0.28
4.50	18.37	-0.89	16.10	-3.09	1.14	0.29
4.95	17.78	-0.90	16.03	-3.15	1.11	0.29
5.40	16.03	-0.92	15.34	-3.34	1.04	0.27
5.85	13.11	-0.93	14.99	-3.67	0.88	0.25
6.30	10.05	-0.94	10.24	-4.12	0.98	0.23
6.75	6.11	-1.25	6.22	-4.74	0.98	0.26
7.20	1.77	-5.82	4.06	-5.90	0.44	0.99
7.65	0.00	-12.93	3.28	-15.46	0.00	0.84
8.10	0.00	-21.04	2.51	-21.45	0.00	0.98
8.55	0.00	-30.15	2.18	-30.73	0.00	0.98
8.58	0.00	-30.69	2.17	-30.75	0.00	1.00

9.00	0.00	-30.69	1.98	-31.03	0.00	0.99
Tramo 03						
X	Momento Demanda Positivo	Momento Demanda Negativo	Momento Capacidad Positivo	Momento Capacidad Negativo	Demanda /Capacidad Positivo	Demanda /Capacidad Negativo
m	t-m	t-m	t-m	t-m		
0.00	0.34	-30.35	1.91	-30.40	0.18	1.00
0.43	0.34	-30.35	2.29	-30.66	0.15	0.99
0.45	0.38	-29.77	2.29	-30.01	0.16	0.99
0.90	0.95	-19.89	2.76	-20.02	0.35	0.99
1.35	1.53	-11.01	3.91	-14.47	0.39	0.76
1.80	4.44	-3.13	5.04	-4.26	0.88	0.74
2.25	9.43	0.00	9.47	-3.28	1.00	0.00
2.70	14.14	0.00	14.42	-2.60	0.98	0.00
3.15	18.32	0.00	18.10	-2.23	1.01	0.00
3.60	22.07	0.00	20.64	-2.12	1.07	0.00
4.05	24.65	0.00	22.63	-1.92	1.09	0.00
4.50	26.05	0.00	23.21	-1.84	1.12	0.00
4.95	26.28	0.00	24.31	-1.91	1.08	0.00
5.40	25.33	0.00	24.16	-2.04	1.05	0.00
5.85	23.20	0.00	22.79	-2.21	1.02	0.00
6.30	20.51	0.00	20.84	-2.27	0.98	0.00
6.75	17.36	0.00	17.54	-2.41	0.99	0.00
7.20	13.21	0.00	13.45	-2.71	0.98	0.00
7.65	10.59	-0.21	10.77	-11.96	0.98	0.02
8.10	10.18	-7.53	7.78	-12.66	1.31	0.59
8.55	10.75	-15.86	4.78	-16.11	2.25	0.98
8.60	10.82	-16.84	4.78	-16.84	2.26	1.00
9.00	10.82	-16.84	4.58	-17.01	2.36	0.99

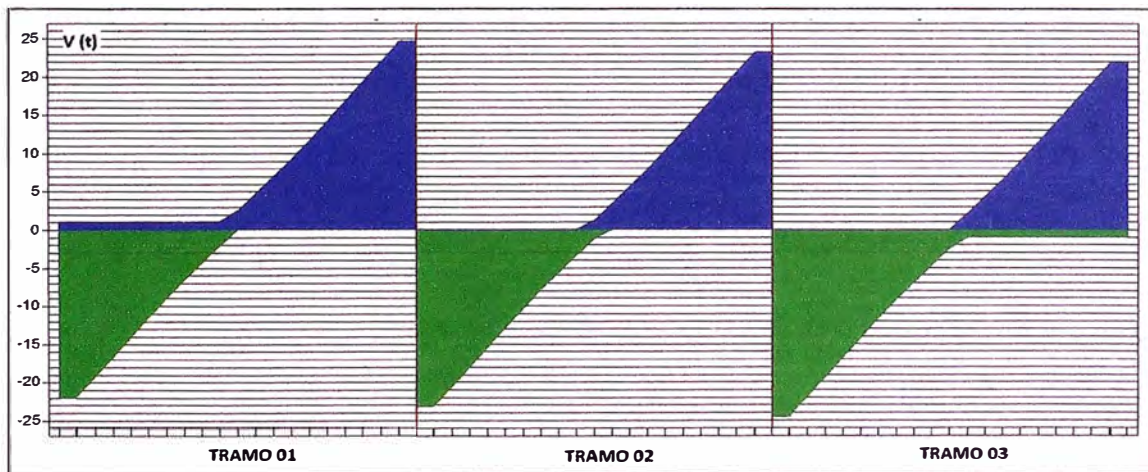
- **Diseño por corte.** – Se presenta el acero requerido y el espaciamiento “s” (Figura 4.31) en la Tabla 29

Tabla 29 Diseño por corte y espaciamiento de estribos VPT_INT_07

Tramo 01							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.04	0.40	48.00	-20.23	-17.56	0.63	0.719	45.00
0.05	0.45	48.00	-19.98	-16.55	0.60	0.719	45.00
0.10	0.90	48.00	-19.19	-5.18	0.47	0.000	0.00
0.15	1.35	48.00	-16.56	2.94	0.41	0.000	0.00
0.20	1.80	48.00	-13.94	9.87	0.34	0.000	0.00
0.25	2.25	48.00	-8.32	17.79	0.37	0.000	0.00

0.30	2.70	48.40	-8.69	20.14	0.40	0.000	0.00
0.35	3.15	50.41	-6.06	23.50	0.36	0.000	0.00
0.40	3.60	51.85	-4.09	21.73	0.23	0.000	0.00
0.45	4.05	52.71	-1.82	23.08	0.10	0.000	0.00
0.50	4.50	53.00	3.02	23.80	0.17	0.000	0.00
0.55	4.95	52.42	5.29	21.91	0.30	0.000	0.00
0.60	5.40	50.70	7.04	22.36	0.37	0.000	0.00
0.65	5.85	48.00	9.69	18.55	0.39	0.000	0.00
0.70	6.30	48.00	9.53	14.31	0.33	0.000	0.00
0.75	6.75	48.00	14.93	7.37	0.37	0.000	0.00
0.80	7.20	48.00	17.54	-0.01	0.43	0.000	0.00
0.85	7.65	48.00	20.17	-8.59	0.50	0.000	0.00
0.90	8.10	48.00	22.79	-18.36	0.56	0.719	45.00
0.95	8.55	50.70	23.46	-30.38	0.61	0.699	45.00
0.95	8.57	50.83	23.59	-30.96	0.61	0.699	45.00
Tramo 02							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s
	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	51.39	-21.85	-31.37	0.60	0.695	45.00
0.05	0.45	51.30	-21.72	-30.82	0.59	0.695	45.00
0.10	0.90	48.00	-20.96	-19.11	0.52	0.719	45.00
0.15	1.35	48.00	-18.34	-10.19	0.45	0.000	0.00
0.20	1.80	48.00	-15.71	-2.45	0.39	0.000	0.00
0.25	2.25	48.00	-13.10	4.09	0.32	0.000	0.00
0.30	2.70	48.00	-7.73	10.45	0.30	0.000	0.00
0.35	3.15	48.00	-7.84	13.60	0.35	0.000	0.00
0.40	3.60	48.00	-5.21	16.56	0.32	0.000	0.00
0.45	4.05	48.00	-3.56	15.16	0.22	0.000	0.00
0.50	4.50	48.00	1.35	16.25	0.08	0.000	0.00
0.55	4.95	48.00	3.61	15.13	0.22	0.000	0.00
0.60	5.40	48.00	5.28	16.50	0.33	0.000	0.00
0.65	5.85	48.00	7.90	13.51	0.35	0.000	0.00
0.70	6.30	48.00	7.79	10.35	0.30	0.000	0.00
0.75	6.75	48.00	13.15	3.93	0.33	0.000	0.00
0.80	7.20	48.00	15.78	-2.64	0.39	0.000	0.00
0.85	7.65	48.00	18.40	-10.41	0.45	0.000	0.00
0.90	8.10	48.00	21.03	-19.37	0.52	0.719	45.00
0.95	8.55	51.30	21.77	-31.05	0.60	0.695	45.00
0.95	8.57	51.39	21.91	-31.60	0.61	0.695	45.00
Tramo 03							
X/L	X	d	Vu, máx.	Mu, máx.	Ratio	Requerido.	s

	m	cm	t	t-m		cm ²	cm
0.05	0.42	50.83	-23.65	-31.24	0.62	0.699	45.00
0.05	0.45	50.70	-23.53	-30.65	0.61	0.699	45.00
0.10	0.90	48.00	-23.16	-18.62	0.57	0.719	45.00
0.15	1.35	48.00	-20.51	-8.70	0.51	0.719	45.00
0.20	1.80	48.00	-17.84	0.00	0.44	0.000	0.00
0.25	2.25	48.00	-15.18	7.50	0.38	0.000	0.00
0.30	2.70	48.00	-9.54	14.56	0.34	0.000	0.00
0.35	3.15	48.00	-9.86	18.86	0.39	0.000	0.00
0.40	3.60	50.70	-7.17	22.72	0.38	0.000	0.00
0.45	4.05	52.42	-5.36	21.85	0.30	0.000	0.00
0.50	4.50	53.00	-3.09	23.76	0.17	0.000	0.00
0.55	4.95	52.71	1.81	23.31	0.10	0.000	0.00
0.60	5.40	51.85	4.08	21.98	0.23	0.000	0.00
0.65	5.85	50.41	6.13	23.88	0.36	0.000	0.00
0.70	6.30	48.40	8.80	20.49	0.40	0.000	0.00
0.75	6.75	48.00	8.25	17.87	0.38	0.000	0.00
0.80	7.20	48.00	14.14	10.05	0.35	0.000	0.00
0.85	7.65	48.00	16.80	3.01	0.42	0.000	0.00
0.90	8.10	48.00	19.47	-5.22	0.48	0.000	0.00
0.95	8.55	48.00	19.97	-16.33	0.60	0.719	45.00
0.96	8.60	48.00	20.23	-17.33	0.63	0.719	45.00



Fuerza Cortante: Negativo (VERDE) Positivo (AZUL)

Figura 4.31 Cortante envolvente de Diseño VPT_int_07

(*) El refuerzo transversal por corte que se observa en el reporte calculado por el programa proporciona un espaciamiento mayor que las consideraciones mínimas de refuerzo para cortante en pórticos sísmicos del ACI 318-18.6.4.4, el refuerzo por cortante de₁ @0.05m, 10 @0.10m, resto @0.225m c/lado.

(*) El diseño de los pórticos exteriores tanto del Piso 03 y 07 realizó de manera

análoga mostrándose los resultados obtenidos por el software en los reportes finales tanto en el diseño por servicio y resistencia ultima.

4.5. DISEÑO DE COLUMNAS EN PORTICOS

El diseño de las columnas considerando la envolvente de combinaciones por rotura, de la columna interior, lateral y esquina C1, C2 y C3 respectivamente, con la ayuda del programa SAP2000 v.19, el cual nos proporcionara la cuantía de acero en porcentaje como se muestra en la Figura 4.32 y en Figura 4.33 requerida. Este diseño es válido para los pórticos de concreto armado y postensado. El sumario del análisis se encuentra en el Anexo 03.

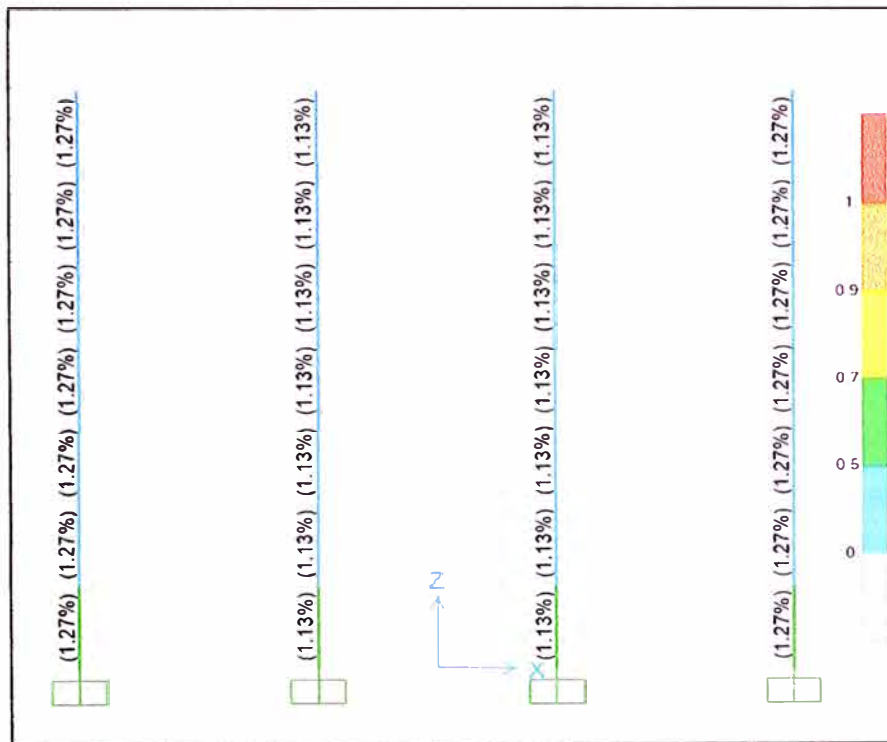


Figura 4.32 Porcentaje de Acero Longitudinal Pórtico Exterior

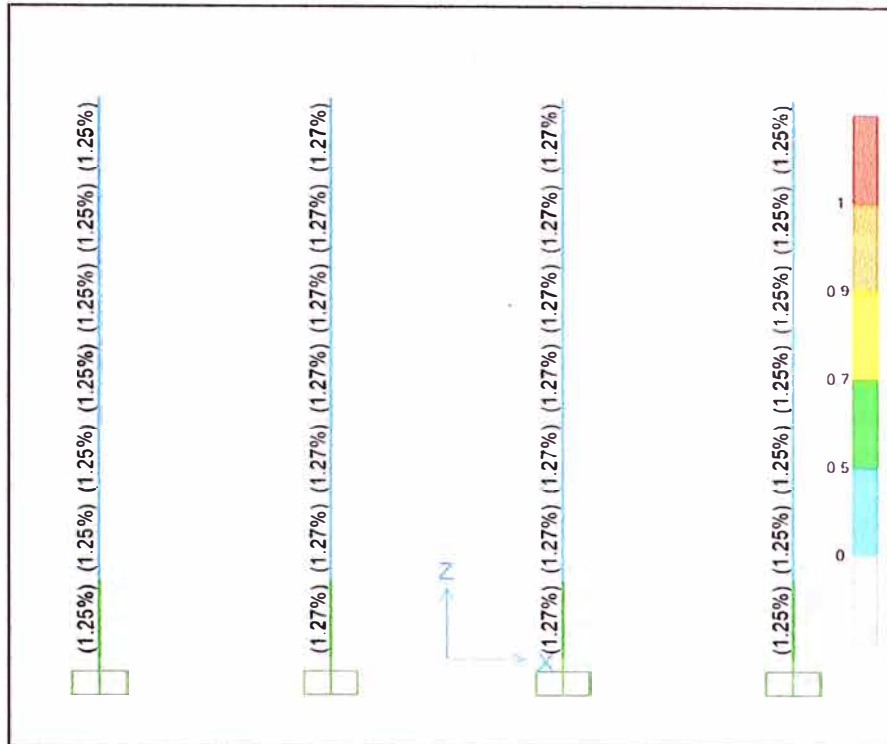


Figura 4.33 Porcentaje de Acero Longitudinal Pórtico Interior

Tabla 30 Refuerzo en las columnas de los porticos de concreto armado y postensado

Columna	C1-Central (85x85)	C2-Lateral (80x80)	C3-Esquina (70x70)
Refuerzo	81.55cm ² (16Ø1")	61.12cm ² (16Ø1")	60.84cm ² (12Ø1")

CAPÍTULO V: DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES APORTICADAS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO Y POSTENSADO .

5.1. CONSIDERACIONES PARA LOS ANALISIS NO LINEALES

En este capítulo se presenta el efecto que tiene el postensado no adherido en el desempeño sísmico de una estructura aporticada. Para ello, se tiene el diseño de las edificaciones con vigas de concreto armado y con vigas postensadas que se han realizado en el capítulo anterior y con los cuales se hará modelos tridimensionales en el software SAP2000. (Figura 5.1). Los modelos RC (de pórticos interiores y exteriores con vigas de concreto armado), PT1 (de pórticos interiores y exteriores con vigas de concreto postensado no adherido) y PT2 (de pórticos interiores y exteriores con vigas de concreto postensado no adherido y armado respectivamente). Se procederá a realizar una evaluación por desempeño sísmico (obtención del punto de desempeño por el método del espectro de capacidad "MEC"), de los edificios, que tienen entrepisos típicos y una la azotea, de 03 a 07 niveles, considerando la no linealidad, por medio de las rótulas plásticas.

El programa de análisis empleado es el SAP2000, para la edificación aporticada descrita anteriormente, el cable de postensado será dibujado considerando el perfil ya definido, para que se modele como una carga equivalente sobre cada viga, como ha sido diseñado, la cual estará presente cuando se realice el análisis no lineal, debido a que el cable postensado no se encuentra adherido al concreto y por tanto no experimenta altos esfuerzos locales, se mantiene en el rango elástico.

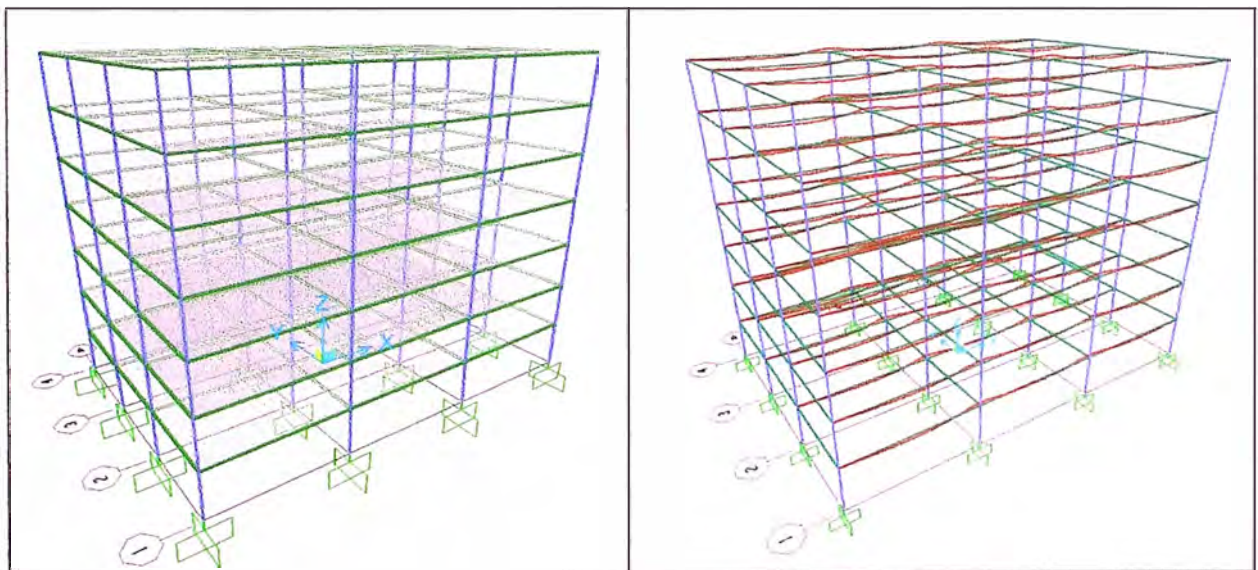


Figura 5.1 Modelos matemáticos empleados (RC y PT1)

5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Procederemos a trabajar con los modelos de los materiales ya mencionados anteriormente en el Capítulo 03, en el caso del concreto confinado y el acero de refuerzo pasivo se empleará el modelo de Mander. (Figura 5.2)

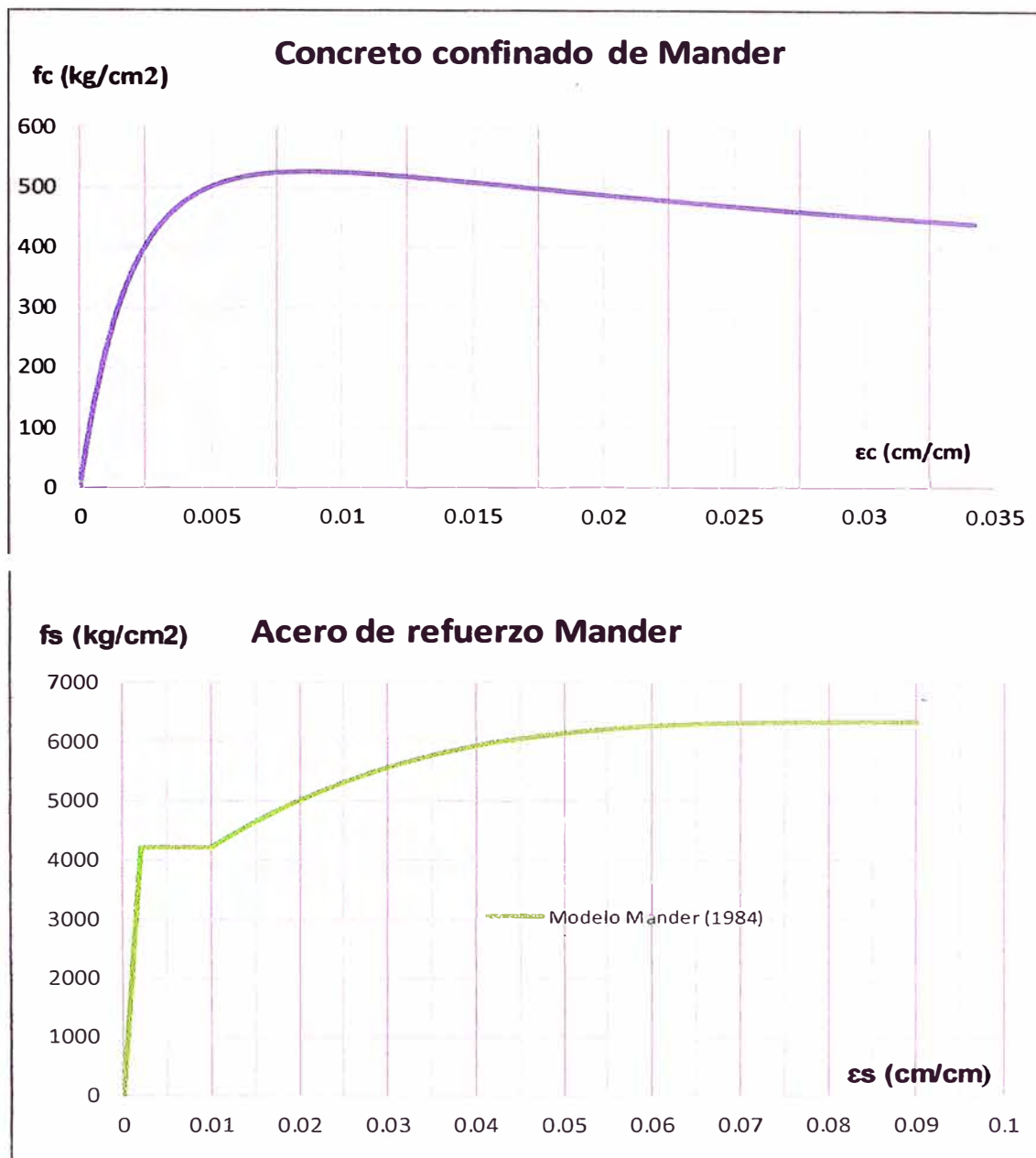


Figura 5.2 Modelos de Concreto confinado y acero de refuerzo

En los pórticos de los modelos PT1 y PT2 con el acero de presfuerzo no adherido se empleará el modelo bilineal que recomienda el ACI-318 y también el reglamento E060 18.7.2 (b) y (c), una aproximación del comportamiento del cable en la sección. Para el caso el acero de presfuerzo se encuentre en tracción se supondrá un comportamiento lineal zona desde el punto de esfuerzo efectivo f_{se} hasta el esfuerzo nominal del acero f_{ps} , aunque en realidad el modelo matemático en esta

zona es diferente y cuando la fibra en la que se encuentra el cable se encuentre en compresión se considerará como una fuerza de compresión solamente. De esta manera los diagramas de momento curvatura de las secciones incluirán el efecto del presfuerzo. Se muestra la curva empleada del acero de presfuerzo. (Figura 5.3)

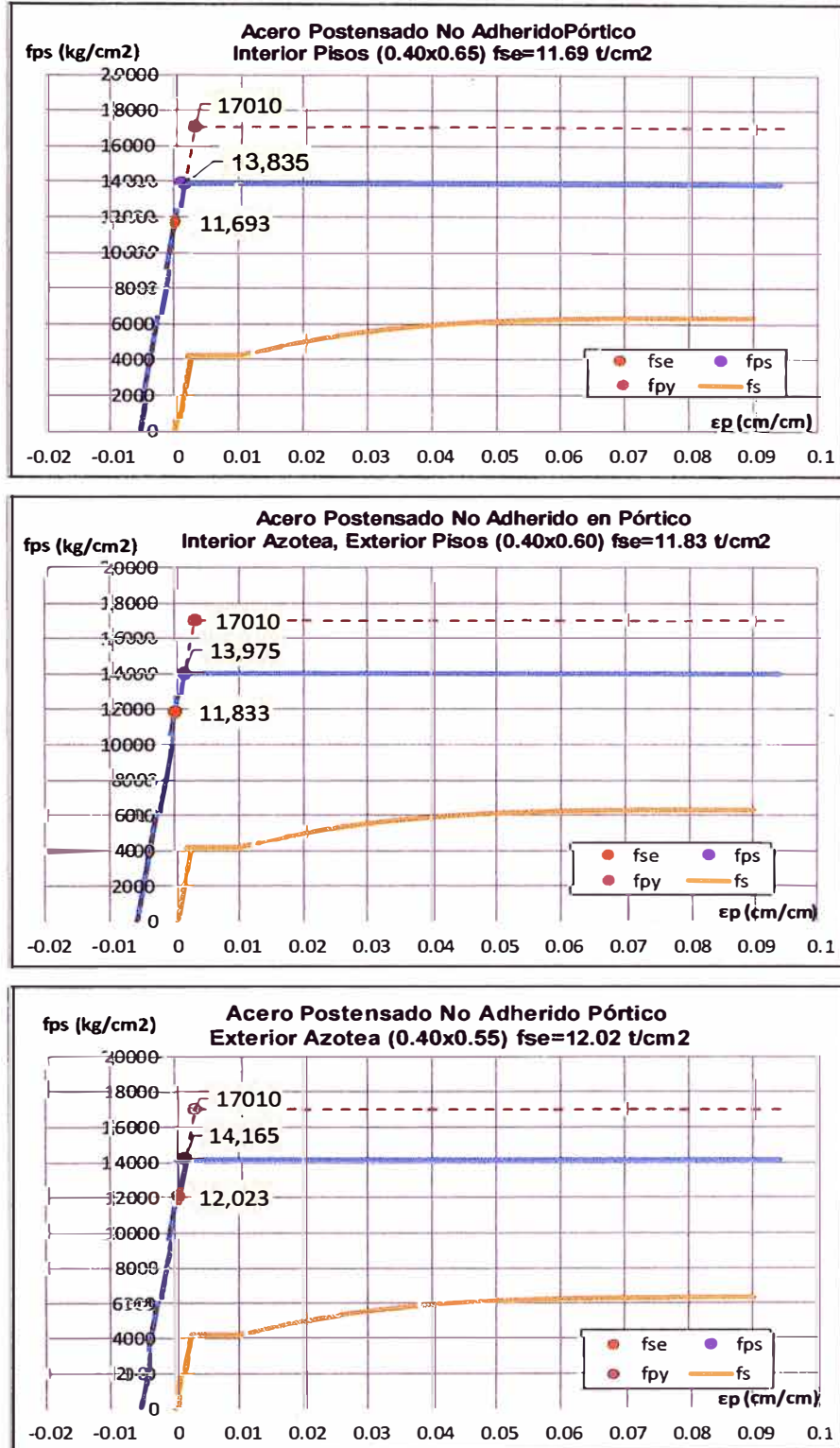


Figura 5.3 Modelo de Acero Postensado No Adherido

5.3. DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA EN VIGAS Y COLUMNAS

Las secciones transversales, de las vigas y columnas con el refuerzo considerado en el diseño son definidas en el programa de análisis estructural SAP2000, que da la posibilidad de introducir las relaciones esfuerzo vs deformación de cada material constituyente.

En las consideraciones para las secciones de las vigas postensadas con el sistema no adherido, se considerará el comportamiento bilineal del acero de presfuerzo cuando se encuentre en tracción, además del efecto de la carga axial producida por el presfuerzo. A continuación, se muestra los diagramas correspondientes a las vigas (Figura 5.4 al Figura 5.12). En las columnas, se ha considerado la carga axial en el estado inicial, mínimo y máximo durante el AEINL; esto se realizará con 28 rótulas, C1 (central), C2I (interior), C2E (exterior) y C3 (esquina), cada una definida con tres cargas axiales (inicial, mínimo y máximo), en los siete pisos en el modelo de siete niveles y luego según el número de pisos para las otras edificaciones. También mostramos los diagramas de momento curvatura para las cargas axiales máximas (Figura 5.13 y Figura 5.16)

5.3.1. Diagramas Momentos vs Curvatura en Vigas - Modelos RC

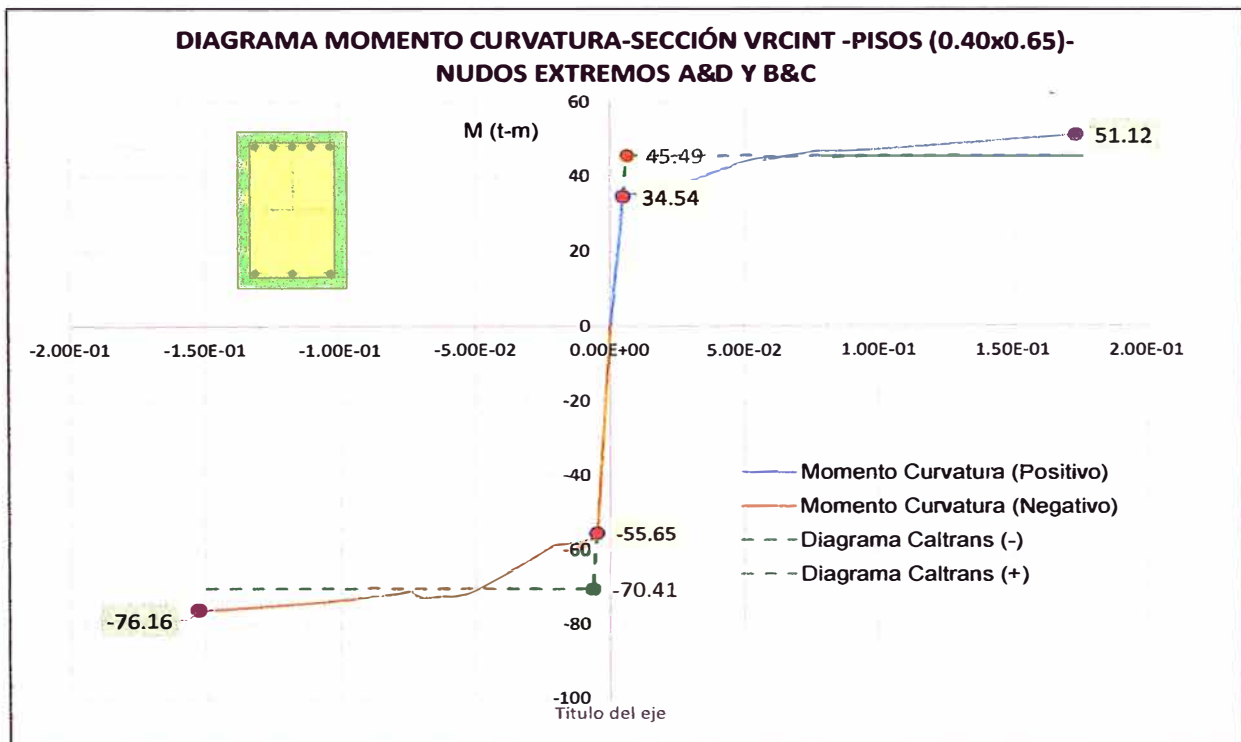


Figura 5.4 Diagrama M- θ de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de los pisos típicos

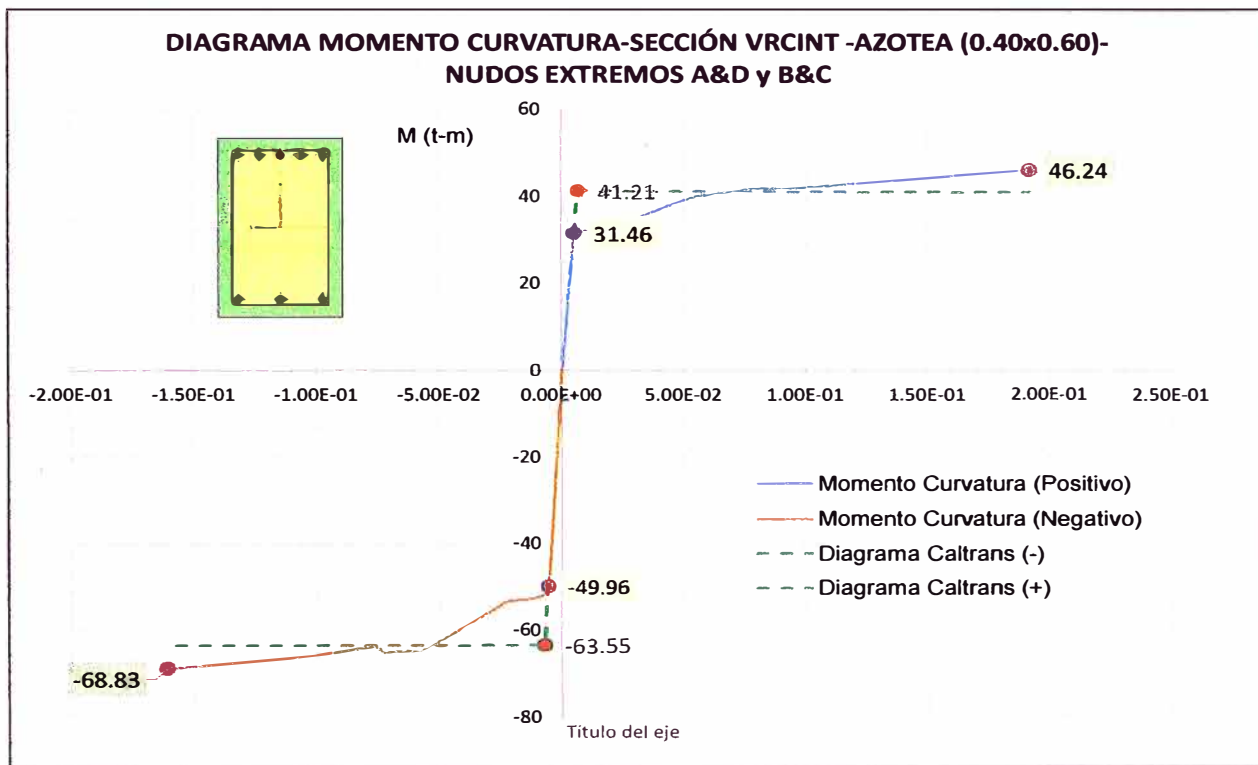


Figura 5 5 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de la azotea

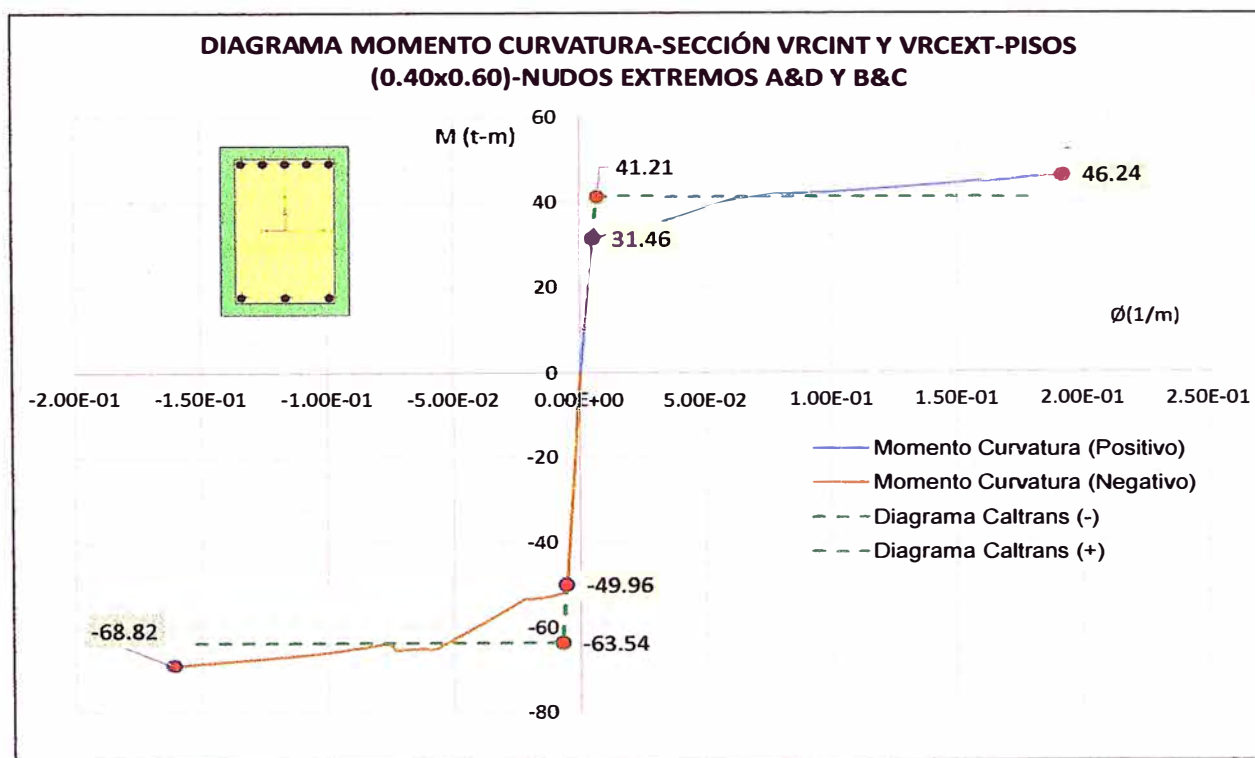


Figura 5.6 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) y (B&C) en vigas de concreto armado de los pórticos interiores de las azotea y exteriores de los pisos típicos

5.3.2. Diagramas Momentos vs Curvatura en vigas - Modelos PT

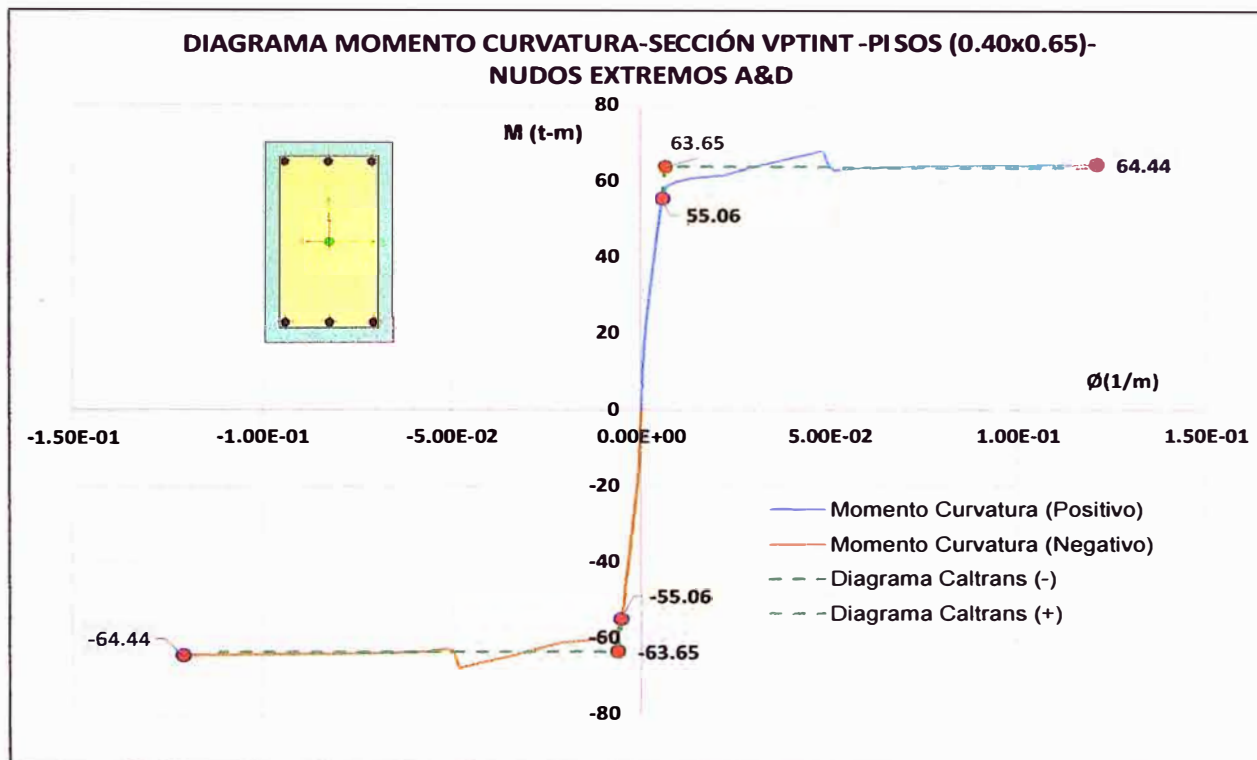


Figura 5.7 Diagrama M- ϕ de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de los pisos típicos

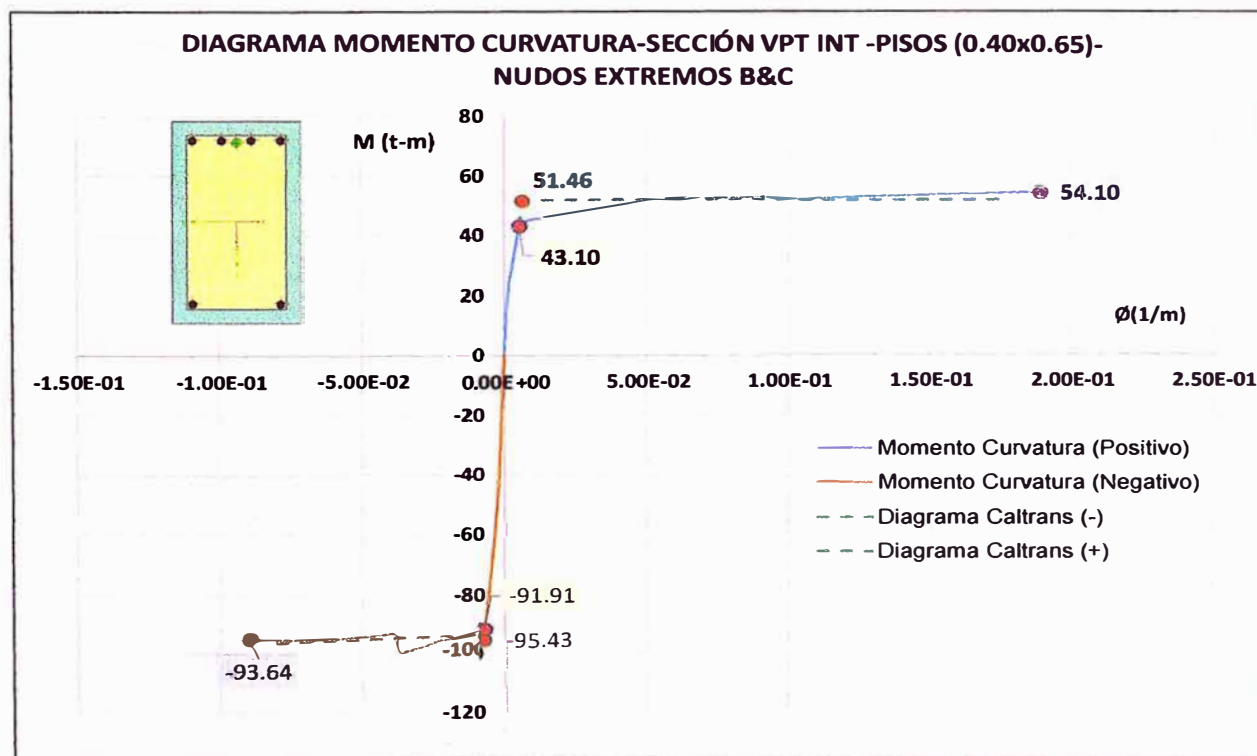


Figura 5.8 Diagrama M- ϕ de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de los pisos típicos

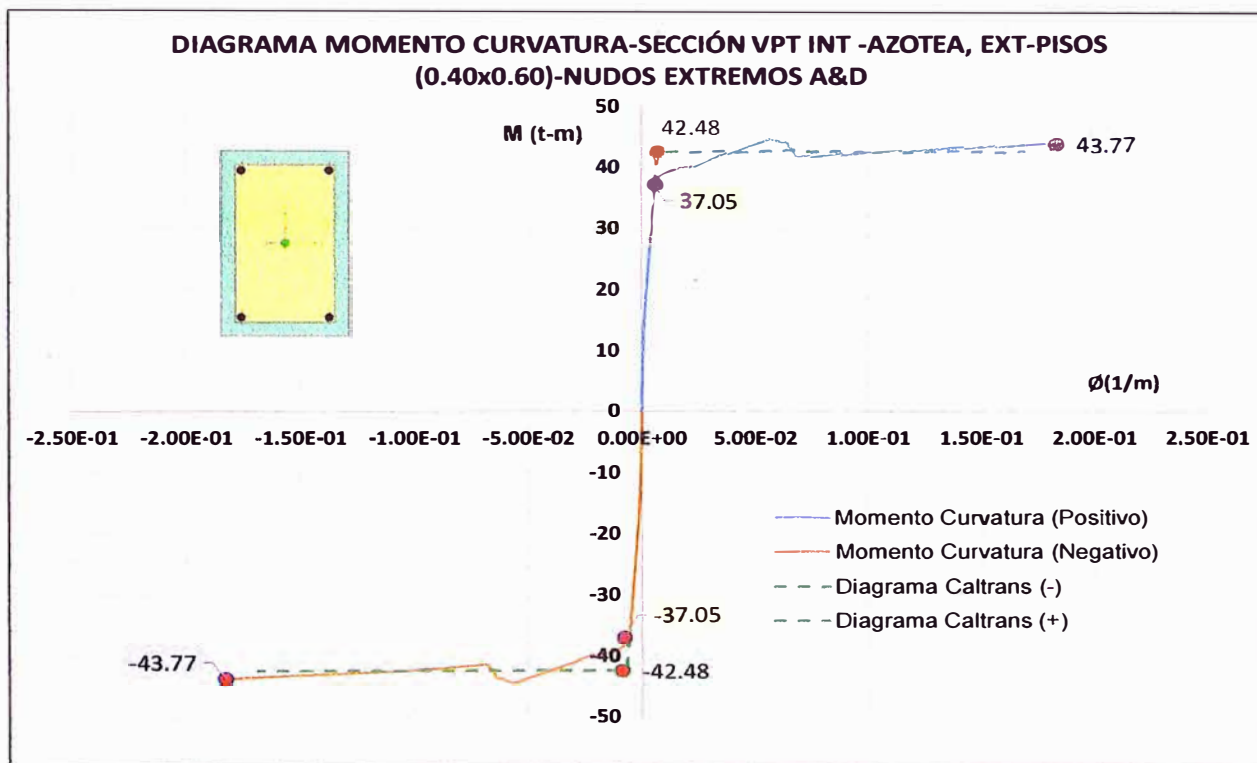


Figura 5.9 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos

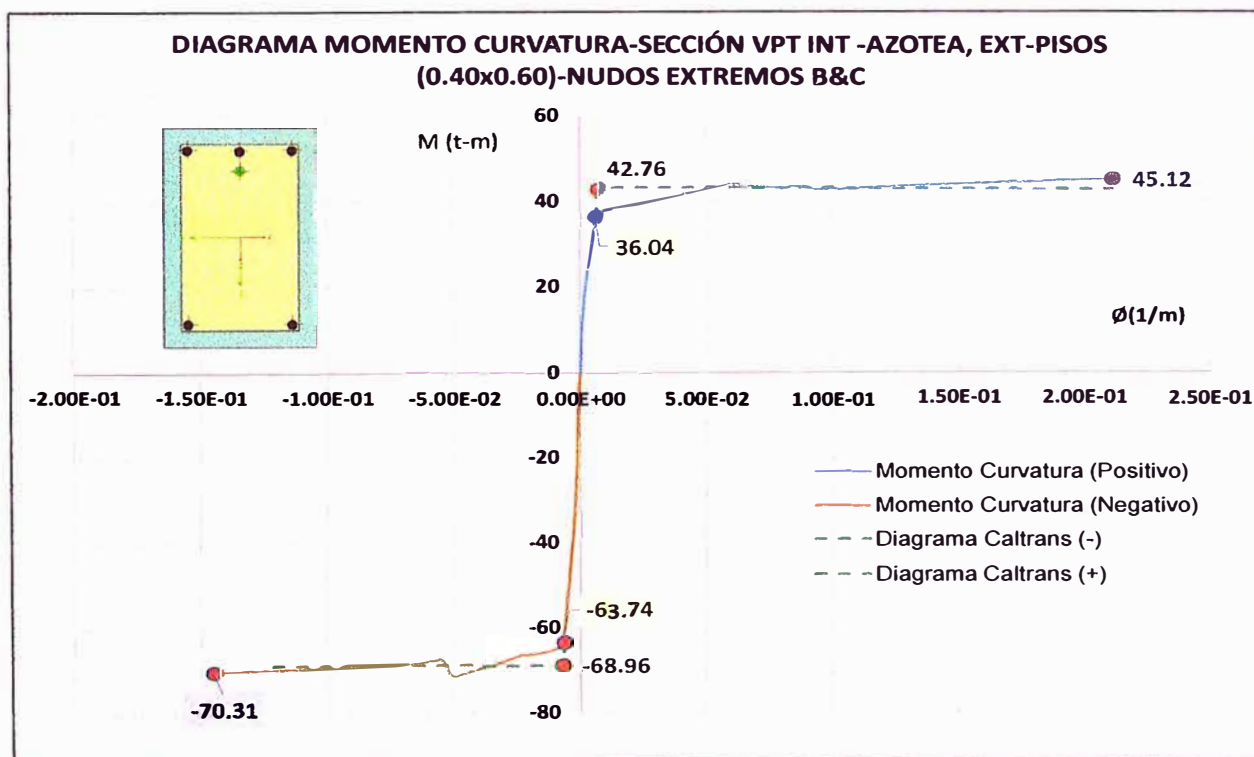


Figura 5.10 Diagrama M-Ø de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos

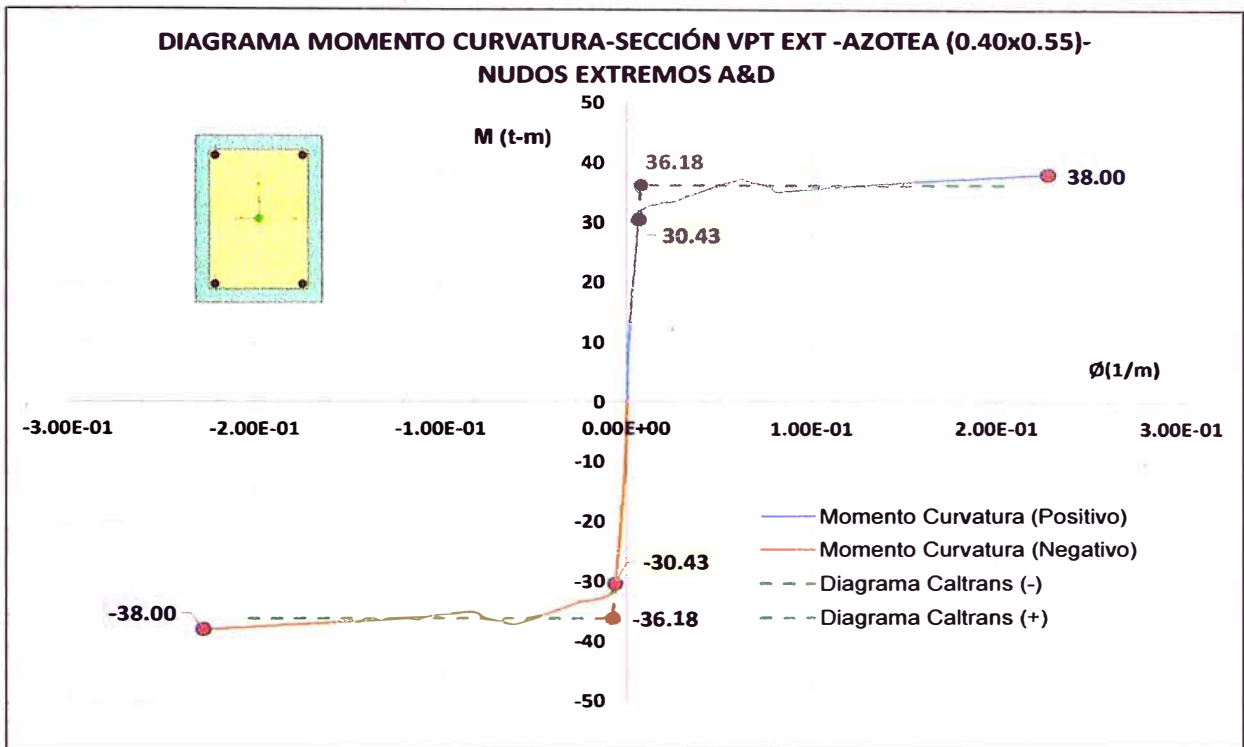


Figura 5.11 Diagrama M-Ø de los nudos (A&D) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos

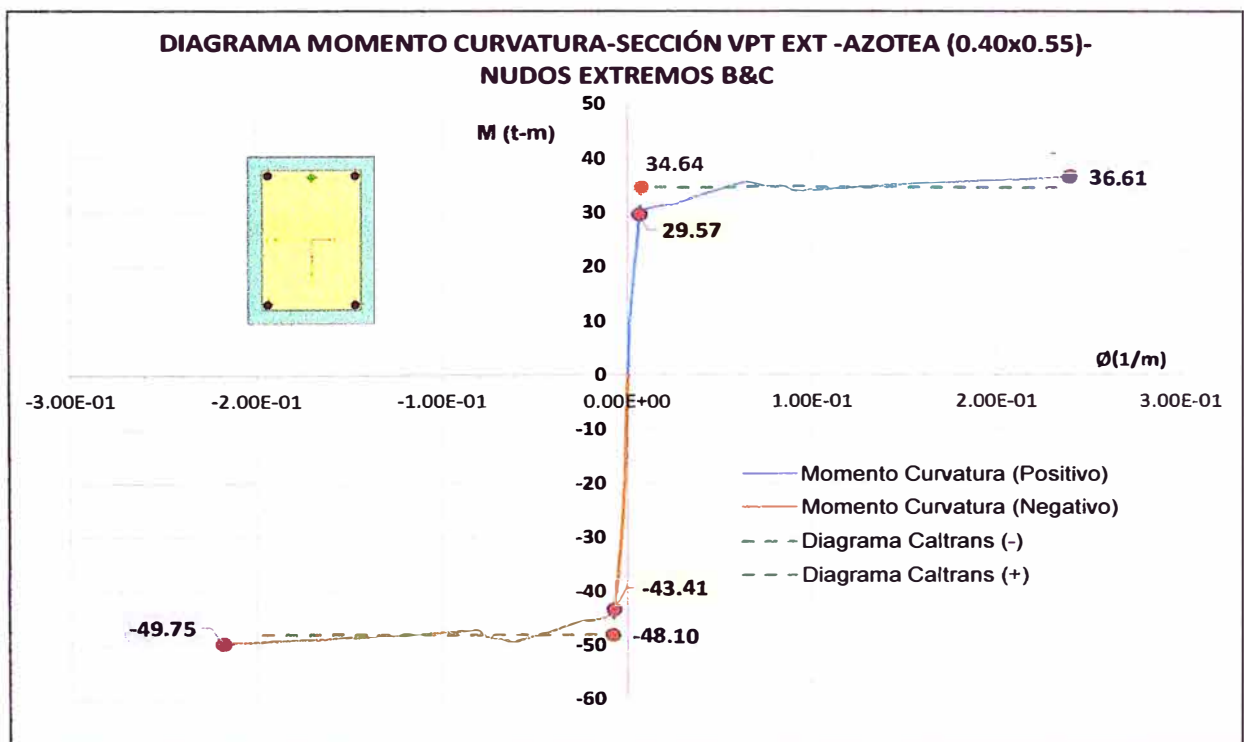


Figura 5.12 Diagrama M-Ø de los nudos (B&C) en vigas de concreto postensado de los pórticos interiores de la azotea y exteriores de los pisos típicos

5.3.3. Diagramas Momentos vs Rotación en Columnas

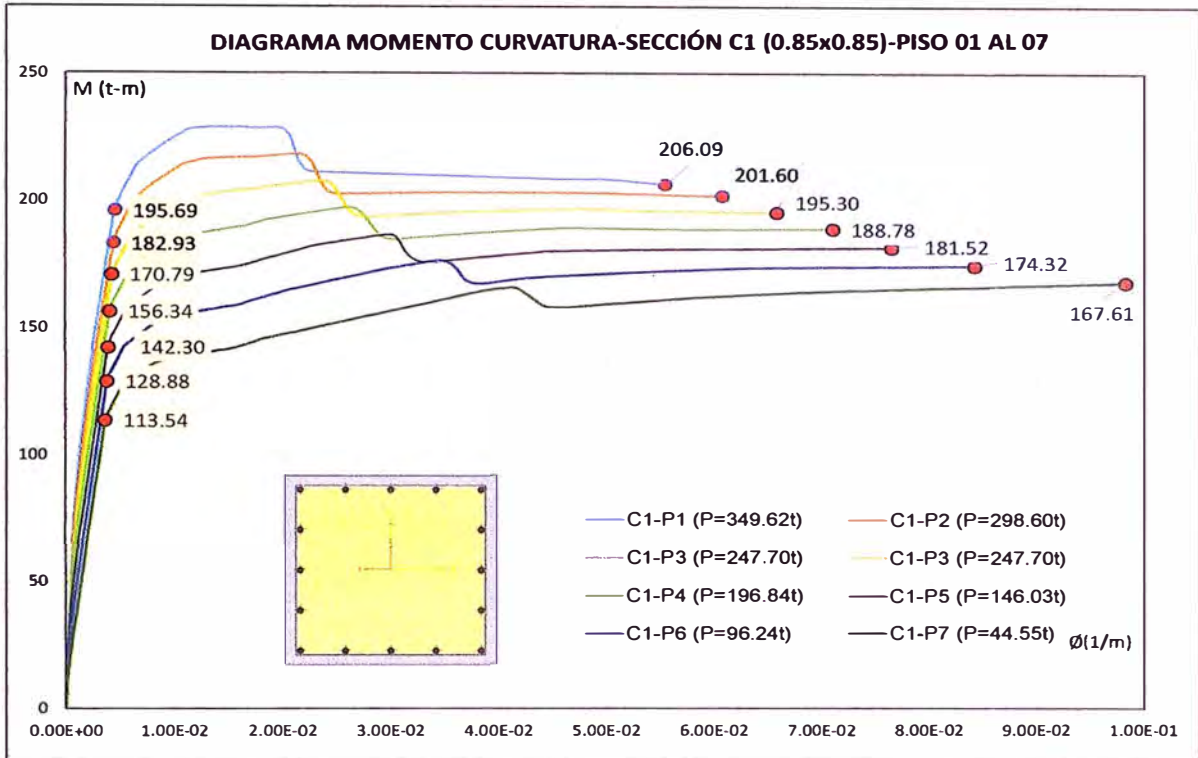


Figura 5.13 Diagrama M-Ø de columna interior C1 con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso.

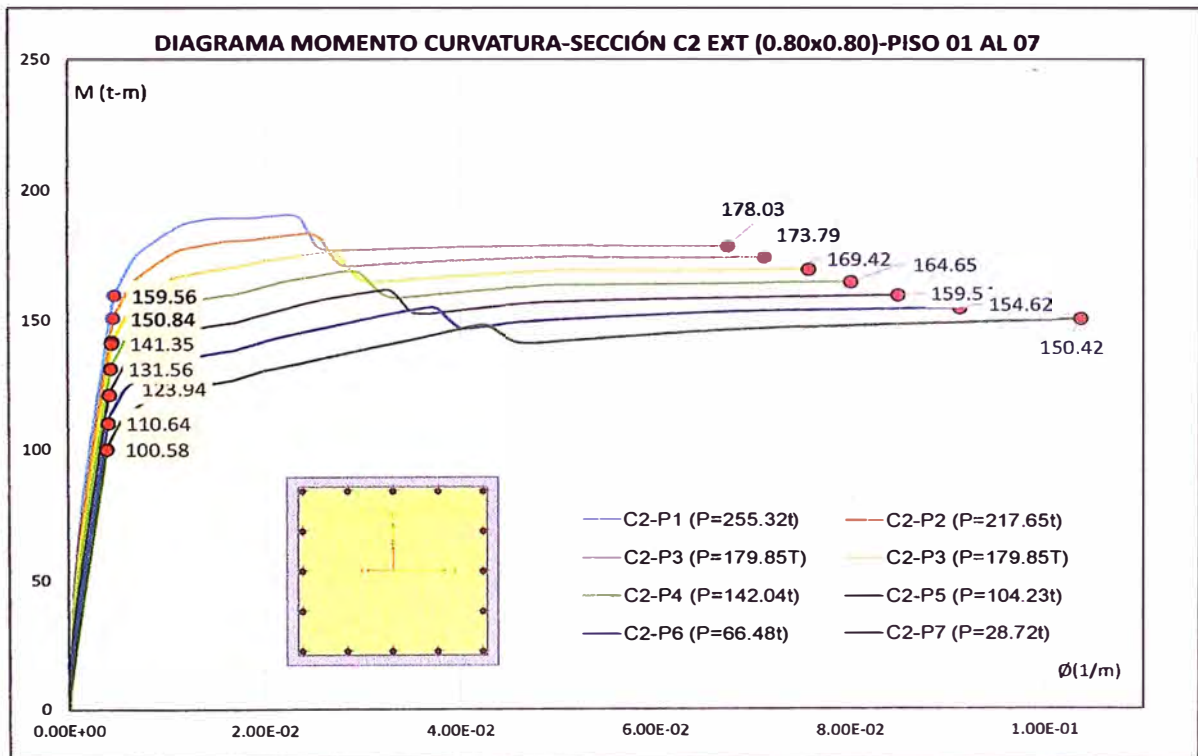


Figura 5.14 Diagrama M-Ø de columna interior C2 (columnas interiores de los pórticos exteriores) con los momentos de fluencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso

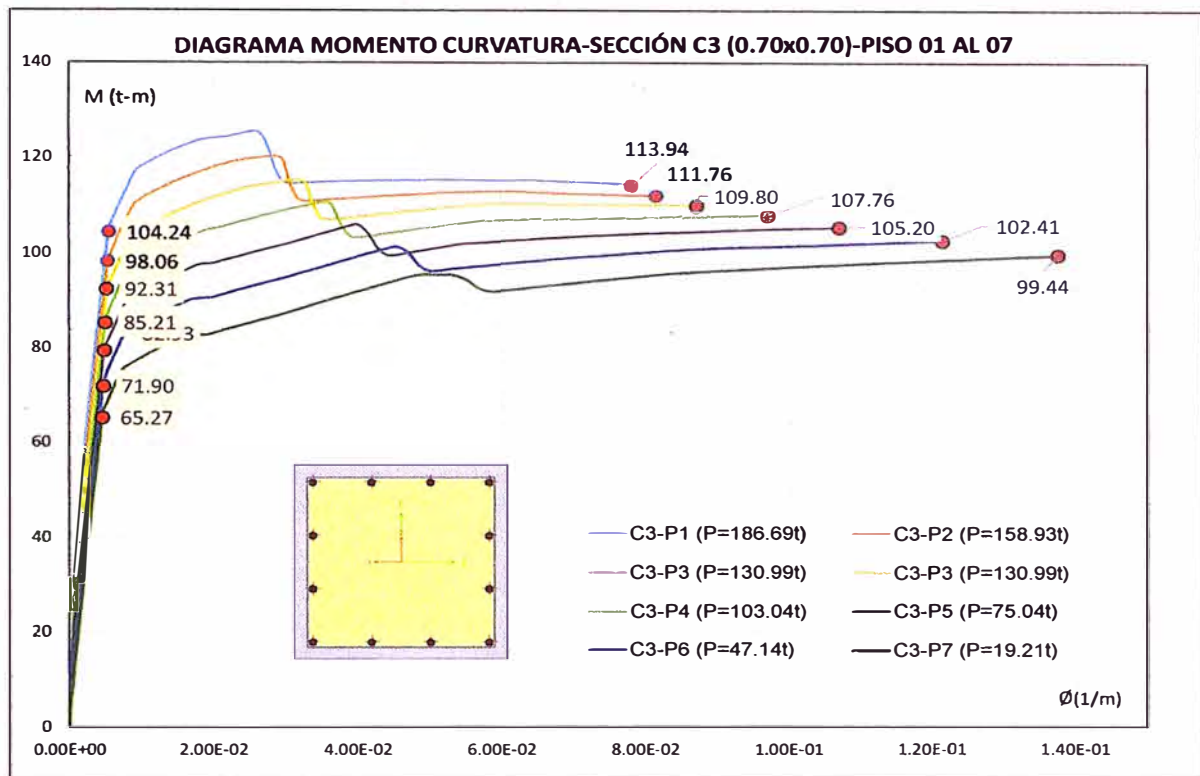


Figura 5.15 Diagrama M-Ø de columna interior C2 (columnas interiores de los pórticos exteriores) con los momentos de fluencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso

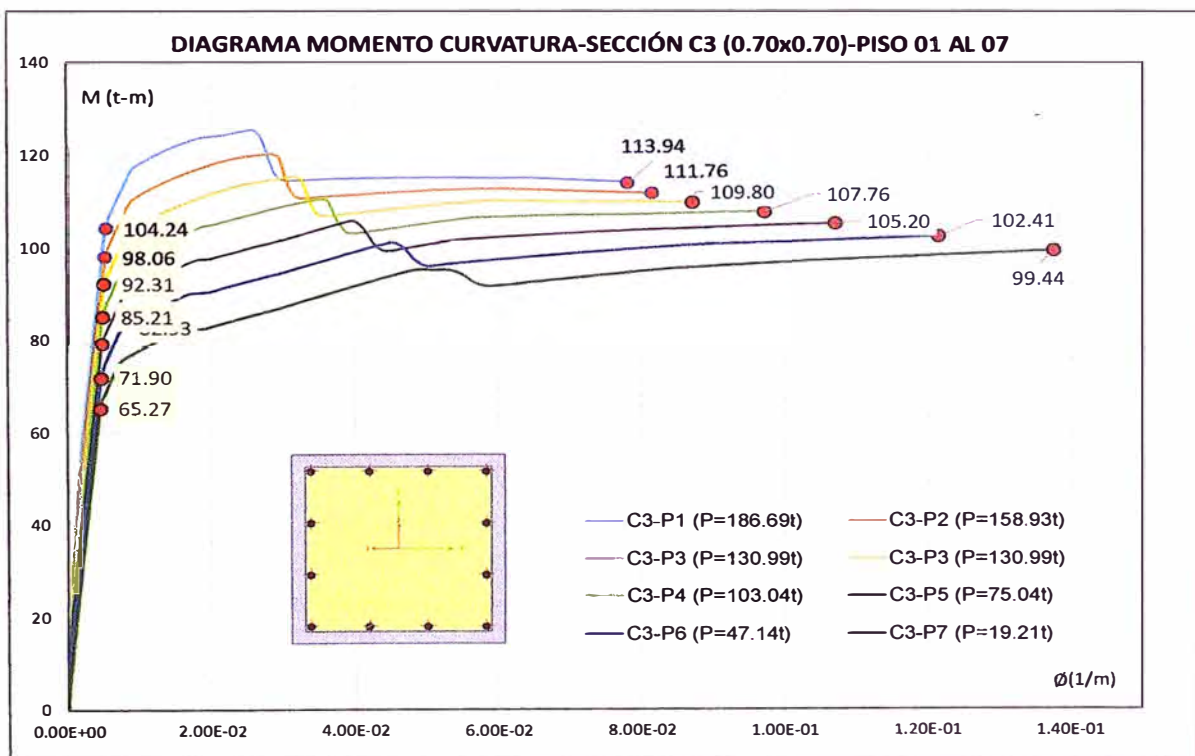


Figura 5.16 Diagrama M-Ø de columna interior C3 con los momentos de influencia y ultimo según las cargas axiales mencionadas por piso

Finalmente habiendo definido previamente las rotulas plásticas en los modelos de SAP2000 se asignará a las vigas el tipo de rotula a momento y a las columnas del tipo de rótula a flexo compresión. (Figura 5.17)



Figura 5.17 Pórtico exterior e interior-Modelo - S7 con Rótulas Plásticas

5.4. DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE CARGAS Y ESTADO DE CARGA

El patrón de cargas considerado será el que se produce según la primera forma de vibración en esa dirección (triangular invertido), considerando tan solo un 20% de su magnitud para el inicio de la iteración, hasta llevar a la estructura al desplazamiento del nudo objetivo igual a un 2% de la altura total de la edificación para cada modelo (0.50m, 0.42m, 0.35m 0.28m y 0.21m).

En cuanto a los estados de carga que se definirán en los modelos para el análisis no lineal son:

Cargas Gravitacionales No Lineales (CGNL), Que será según las combinaciones de carga en servicio recomendadas por el FEMA 356-3.2.8 (14) con un 10% más de las cargas gravitacionales muertas y un 25% de las cargas vivas. Asimismo, un 100% de las cargas debido al presfuerzo o postensado, ya que esta magnitud es conocida y no está sujeta a variación estadística.

Análisis Estático Incremental No Lineal (AEINL) Que será considerando como punto de inicio el patrón el estado CGNL y un patrón de cargas laterales que se han definido, en la dirección de análisis.

Del analisis AEINL se observa el mecanismo de colapso (la aparición de rotulas) desplazamiento objetivo y cortantes basales de fluencia de desempeño la curva de capacidad de la estructura.

5.4.1. Patrón de cargas en los modelos edificios

Se consideró los desplazamientos de la estructura con la primera forma de vibración de la estructura, la cual nos permite obtener el factor de participación de masas y con ello la cortante basal, para realizar la distribución de las fuerzas laterales según 3.4.1.2.

Se presenta a continuación el analisis sismico de las estructuras aporticadas desde 3 a 7 niveles como se muestran en la Figura 5.18 hasta Figura 5.22.

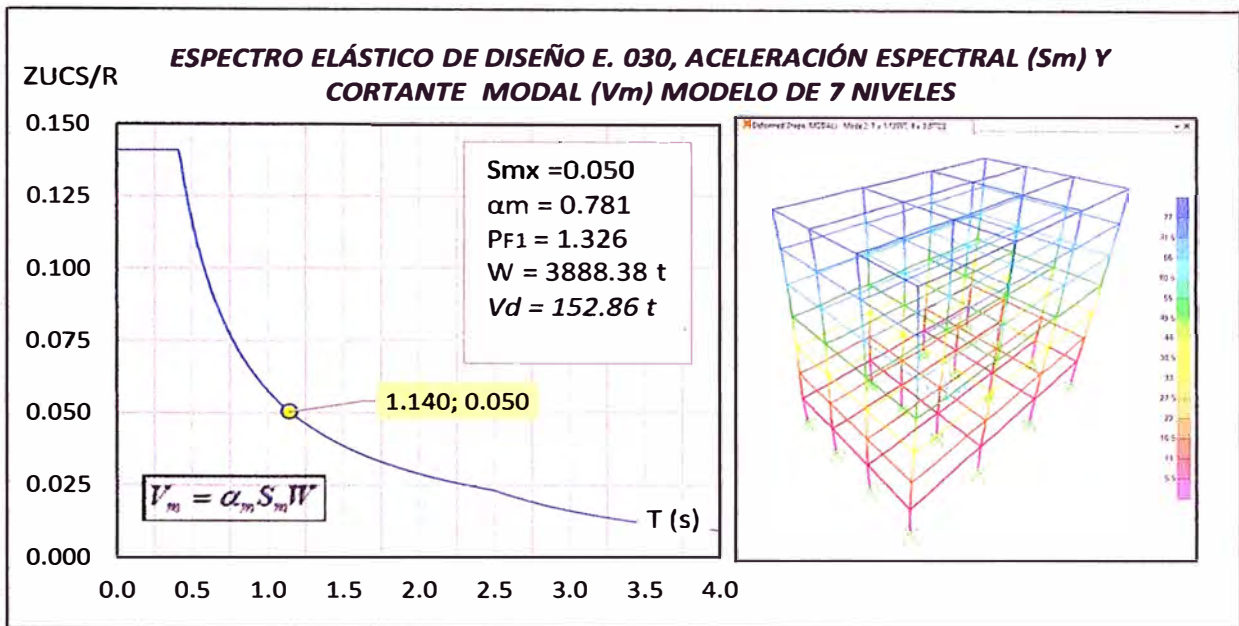


Figura 5.18 Análisis Sísmico del modelo S7 (7 niveles)

Tabla 31 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S7 (7 niveles)

Piso (i)	hi (m)	wi (t)	Ux_modal (mm)	ϕ_{1i}	$W_i \cdot \phi_{1i}$	$W_i \cdot (\phi_{1i})^2$	Fuerzas inerciales (Fi)	Pushover X (20%Fi)
7	3.50	441.5	75.62	1.00	441.50	441.50	29.468	1.4734
6	3.50	574.48	69.75	0.92	529.87	488.72	35.366	1.7683
5	3.50	574.48	61.18	0.81	464.82	376.09	31.024	1.5512
4	3.50	574.48	49.59	0.66	376.71	247.03	25.144	1.2572
3	3.50	574.48	35.55	0.47	270.08	126.97	18.026	0.9013
2	3.50	574.48	20.45	0.27	155.32	42.00	10.367	0.5184
1	3.50	574.48	6.84	0.09	51.93	4.69	3.466	0.1733
Σ	24.5	3888.38			2290.23	1727.00		

PF1x 1.326

α_{1x} 0.7811

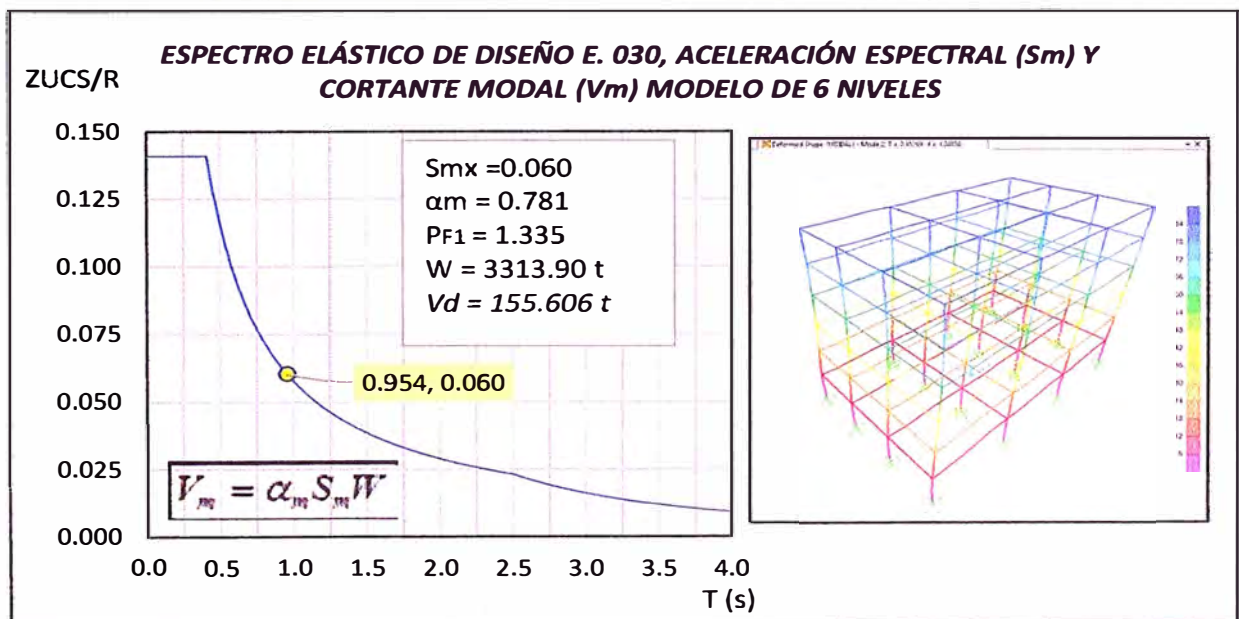


Figura 5.19 Análisis Sísmico del modelo S6 (6 niveles)

Tabla 32 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S6 (6 niveles)

Piso (i)	hi (m)	wi (t)	Ux_modal (mm)	ϕ_{2i}	$W_i \cdot \phi_{2i}$	$W_i \cdot (\phi_{2i})^2$	Fuerzas inerciales (Fi)	Pushover X (20%Fi)
6	3.50	441.5	82.65	1.00	441.50	441.50	35.454	1.7727
5	3.50	574.48	73.92	0.89	513.79	459.52	41.259	2.0630
4	3.50	574.48	61.37	0.74	426.54	316.69	34.252	1.7126
3	3.50	574.48	44.91	0.54	312.13	169.59	25.065	1.2533
2	3.50	574.48	26.22	0.32	182.23	57.80	14.634	0.7317
1	3.50	574.48	8.85	0.11	61.54	6.59	4.942	0.2471
Σ	21	3313.9			1937.73	1451.69		

PF1x	1.335
-------------	--------------

α_{1x}	0.7805
---------------------------------	---------------

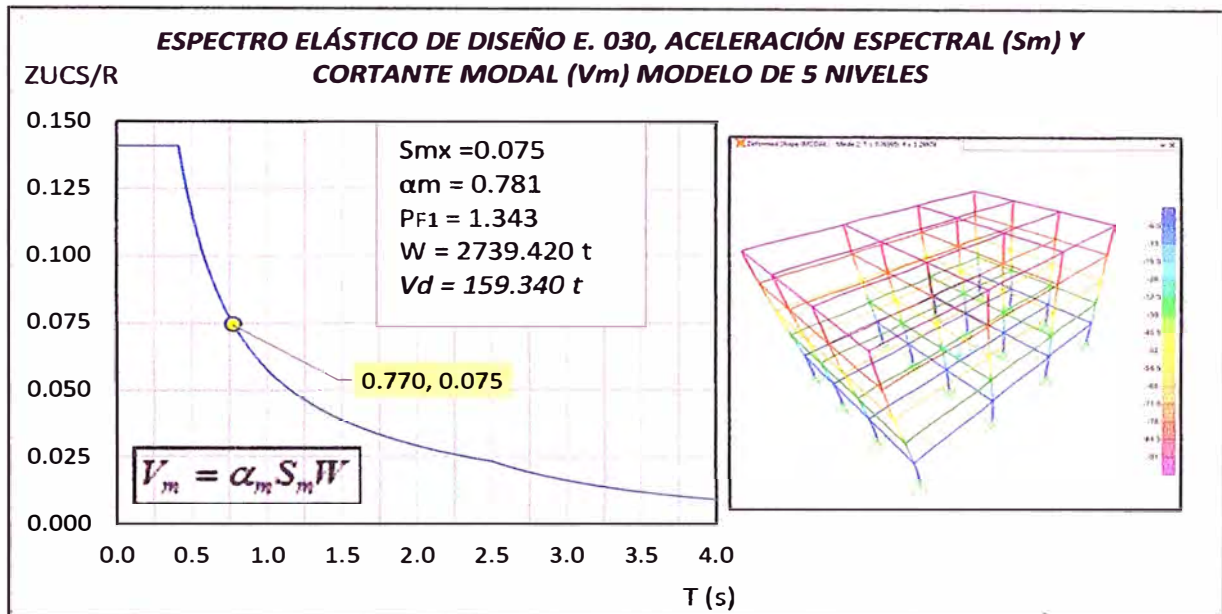


Figura 5.20 Análisis Sísmico del modelo S5 (5 niveles)

Tabla 33 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S5 (5 niveles)

Piso (i)	hi (m)	wi (t)	Ux_modal (mm)	ϕ_{2i}	$W_i \cdot \phi_{2i}$	$W_i \cdot (\phi_{2i})^2$	Fuerzas inerciales (Fi)	Pushover X (20%Fi)
5	3.50	441.5	91.76	1.00	441.50	441.50	44.196	2.2098
4	3.50	574.48	77.96	0.85	488.10	414.70	48.860	2.4430
3	3.50	574.48	58.69	0.64	367.44	235.02	36.783	1.8391
2	3.50	574.48	35.05	0.38	219.45	83.83	21.968	1.0984
1	3.50	574.48	12.02	0.13	75.26	9.86	7.534	0.3767
Σ	17.5	2739.42			1591.75	1184.91		

PF1x	1.343
-------------	--------------

α_{1x}	0.7806
---------------------------------	---------------

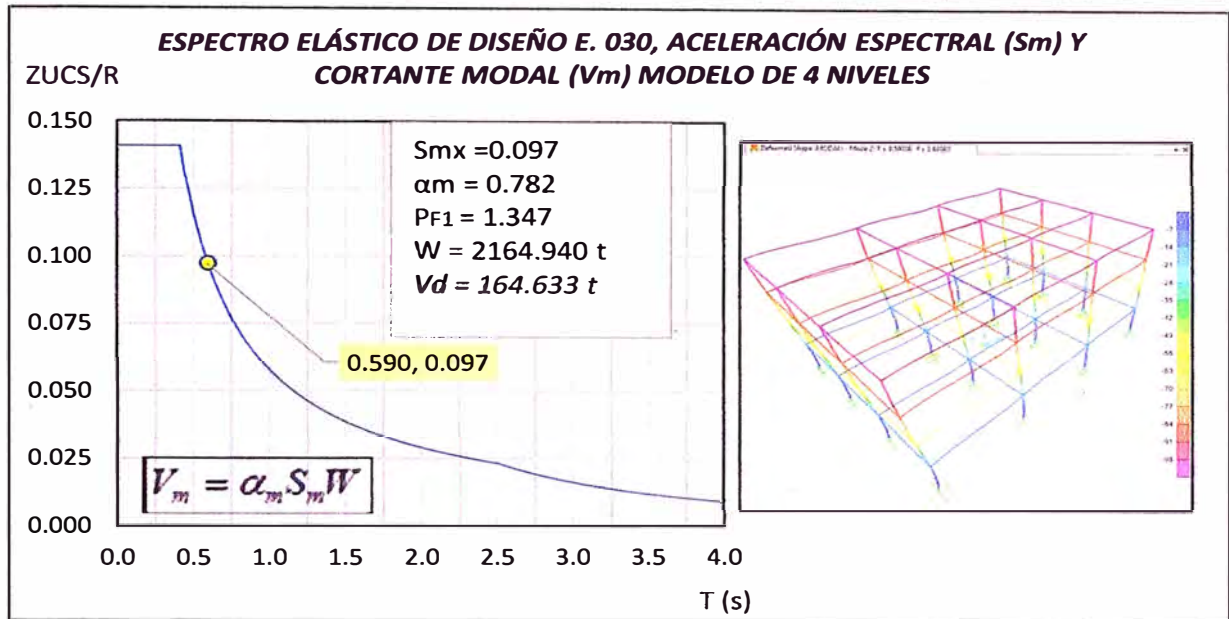


Figura 5.21 Análisis Sísmico del modelo S4 (4 niveles)

Tabla 34 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S4 (4 niveles)

Piso (i)	hi (m)	wi (t)	Ux_modal (mm)	ϕ_{2i}	Wi* ϕ_{2i}	Wi*(ϕ_{2i}) ²	Fuerzas inerciales (Fi)	Pushover X (20%Fi)
4	3.50	441.5	103.83	1.00	441.50	441.50	57.798	2.8899
3	3.50	574.48	80.41	0.77	444.89	344.53	58.241	2.9120
2	3.50	574.48	49.64	0.48	274.67	131.33	35.958	1.7979
1	3.50	574.48	17.45	0.17	96.53	16.22	12.637	0.6318
Σ	14	2164.94			1257.58	933.57		

PF1x 1.347

α_{1x} 0.7825

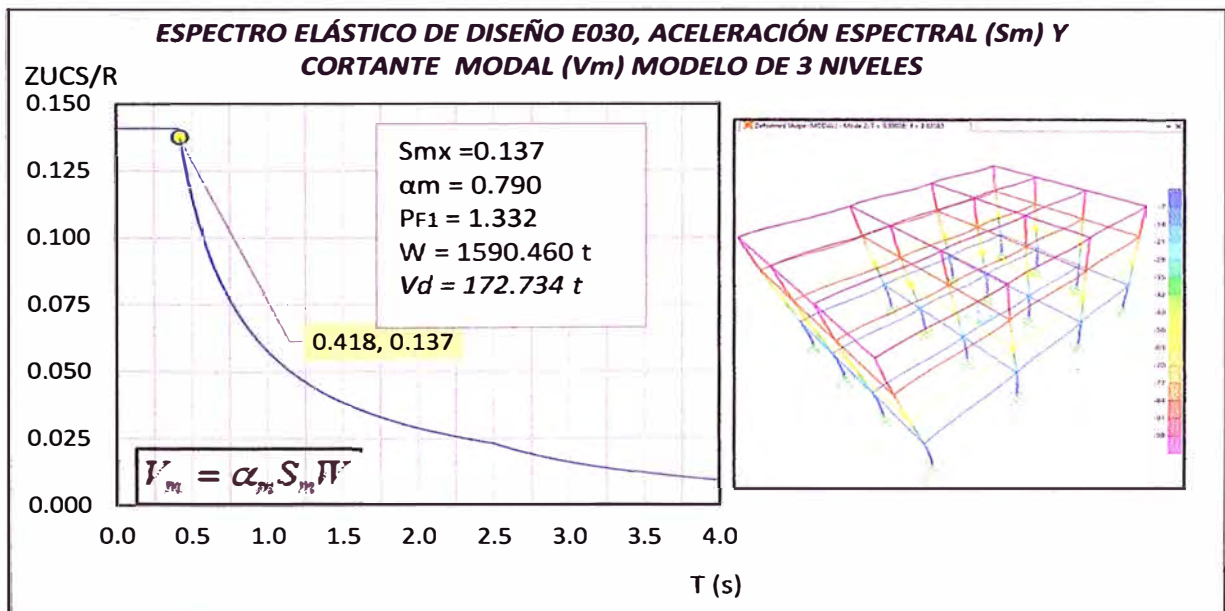


Figura 5.22 Análisis Sísmico del modelo S3 (3 niveles)

Tabla 35 Distribución de fuerzas laterales en el modelo de S4 (4 niveles)

Piso (i)	hi (m)	wi (t)	Ux_modal (mm)	ϕ_{2i}	Wi* ϕ_{2i}	Wi*(ϕ_{2i}) ²	Fuerzas inerciales (Fi)	Pushover X (20%Fi)
3	3.50	441.5	119.97	1.00	441.50	441.50	80.800	4.0400
2	3.50	574.48	76.84	0.64	367.92	235.64	67.334	3.3667
1	3.50	574.48	28.07	0.23	134.42	31.45	24.600	1.2300
Σ	10.5	1590.46			943.84	708.59		

PF1x	1.332
------	-------

α_{1x}	0.7905
---------------	--------

5.4.2. Estados de cargas no lineales en los modelos

Los casos de carga CGNL serán introducidos como un caso no lineal según las recomendaciones del FEMA 356 descritas anteriormente como una combinación de las cargas de acabados, aligerado, sobrecarga y muros como se muestran desde la Figura 5.23 hasta la Figura 5.26

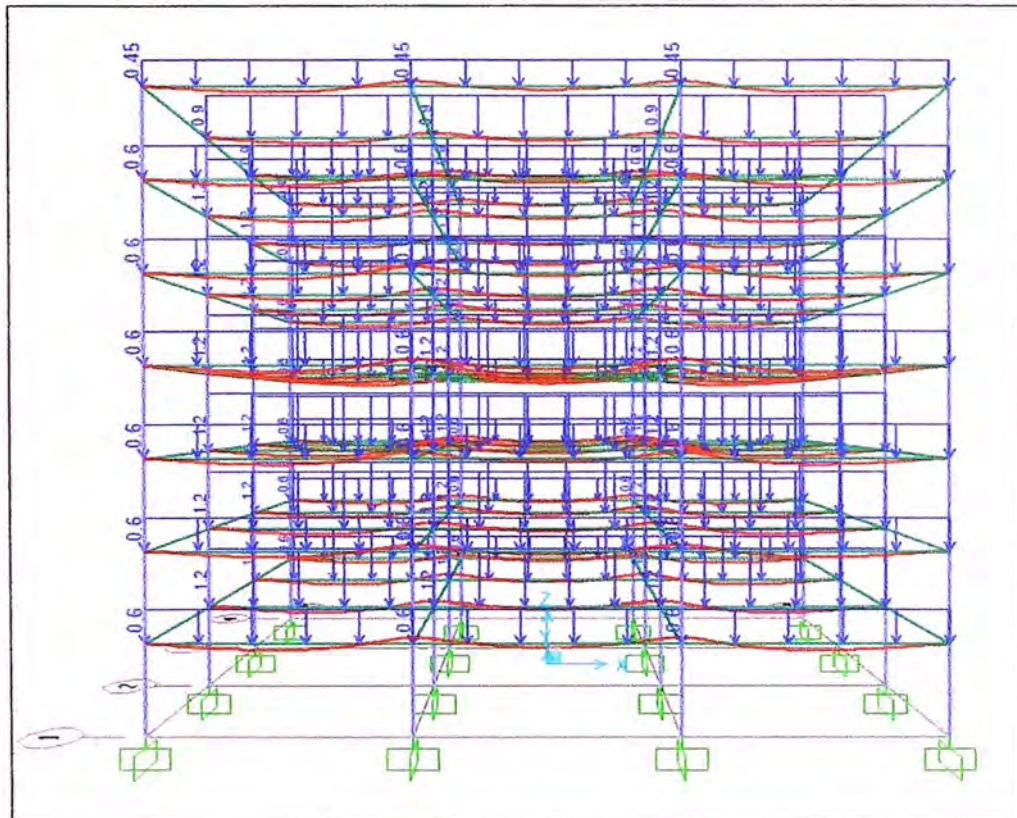


Figura 5.23 Edificio cargado con cargas de acabados según el ancho tributario

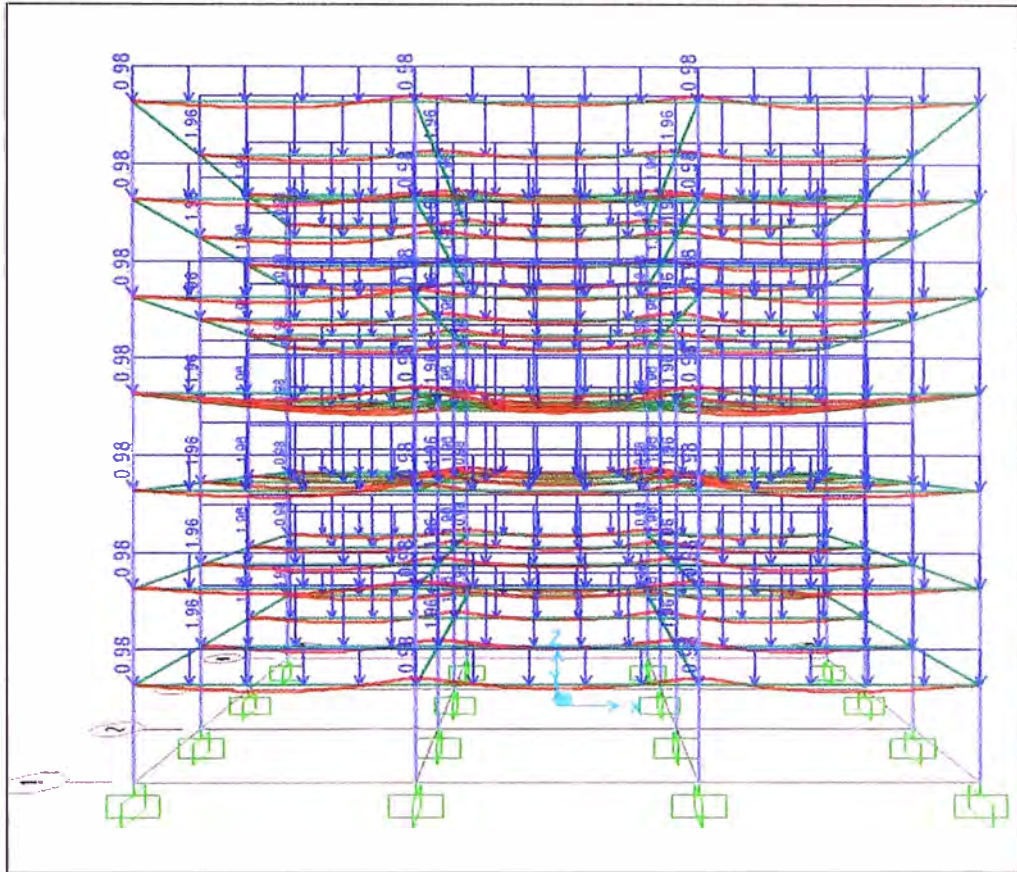


Figura 5.24 Edificio cargado con cargas de aligerado

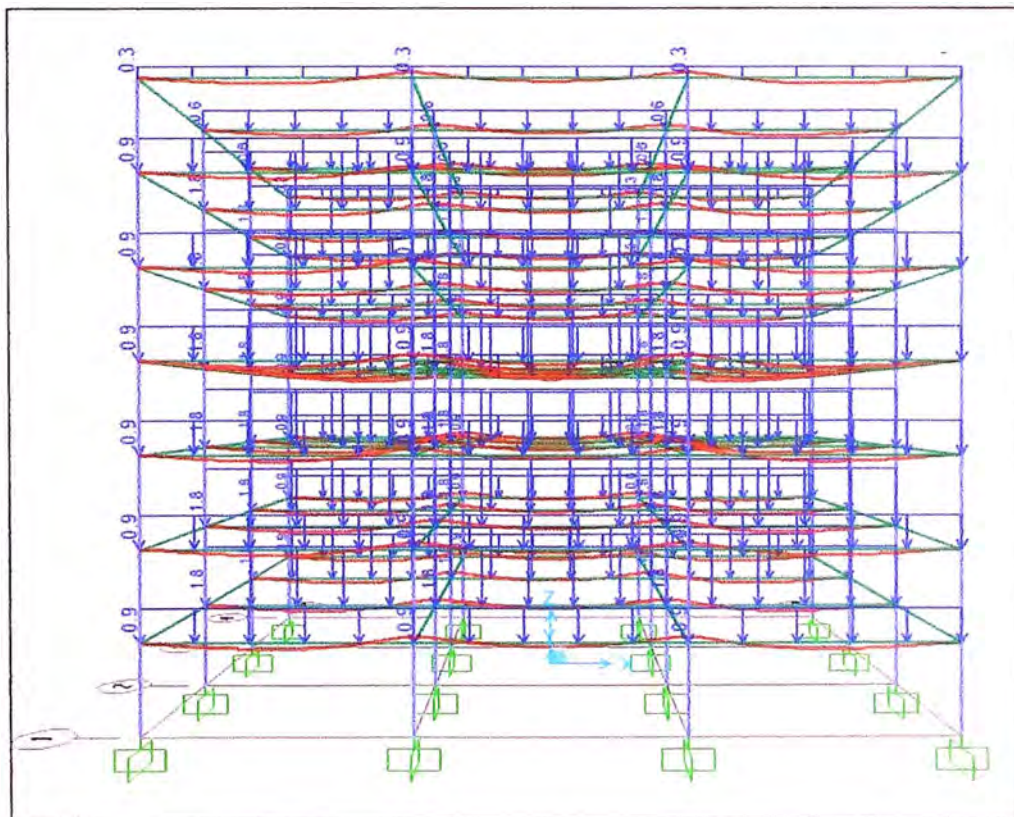


Figura 5.25 Edificio cargado con cargas de sobrecarga

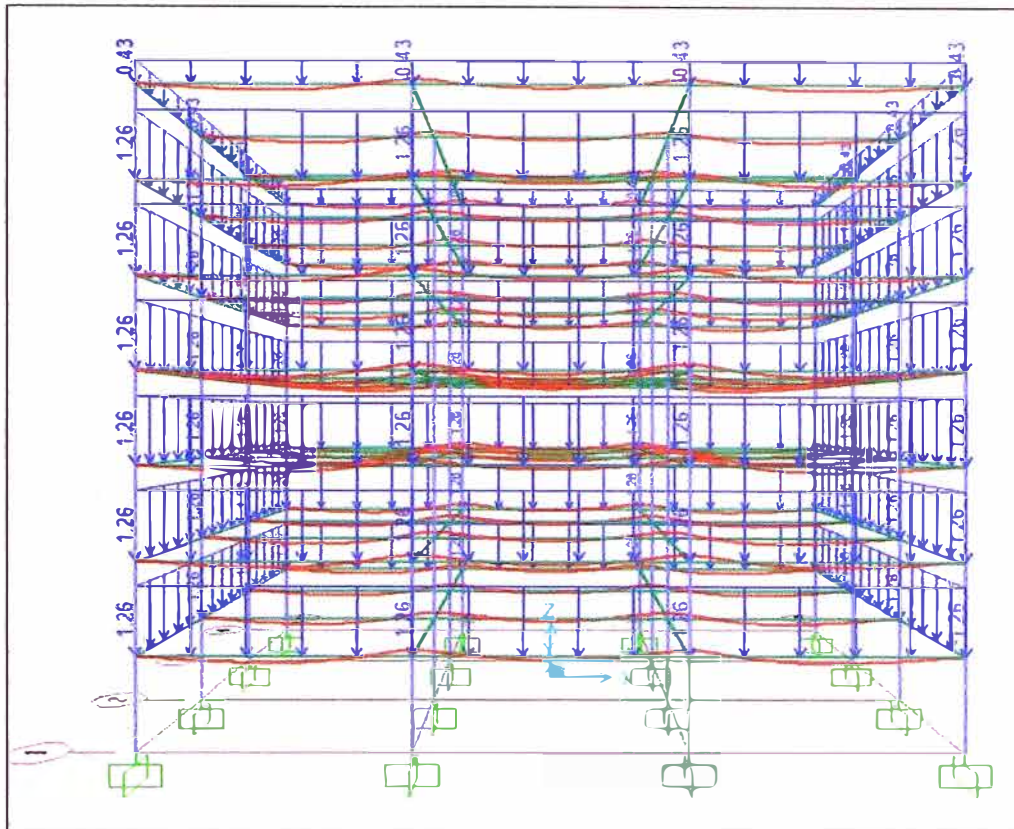


Figura 5.26 Edificio cargado con cargas de muros

Los efectos de las cargas laterales serán también introducidos en el modelo de manera que se pueda desarrollar el análisis incremental hasta llegar al desplazamiento objetivo que se considerará por medio del control del desplazamiento de un nudo que es en este caso un nudo de la azotea donde se indicará el ID del nudo y la dirección de análisis que en este caso es U1 según los ejes locales.

5.5. CURVA DE CAPACIDAD BILINEAL Y PUNTO DE DESEMPEÑO

5.5.1. Aproximación Bilineal para la curva de capacidad

Con el modelo no lineal de rotulas plásticas, se realizó el AEINL con el cual se obtuvo la curva de capacidad y luego de ella, la curva aproximación bilineal, para cada edificación aporticada con vigas de concreto armado, postensado y ambos sistemas. Con la curva bilineal se podrá identificar la cortante y el desplazamiento de fluencia, las iteraciones para lograr encontrar la curva bilineal según las expresiones que se encuentran en 3.4.2. Los resultados finales de cada iteración se encuentran en el anexo 4. Mostramos las curvas de la capacidad desde Figura 5.27 hasta Figura 5.41

5.5.1.1. Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos RC

Para los modelos RC de 07 a 03 niveles se muestra la curva de capacidad y su aproximación bilineal, también allí los puntos de fluencia y último, y el punto de desempeño ubicado en la zona según la sectorización.

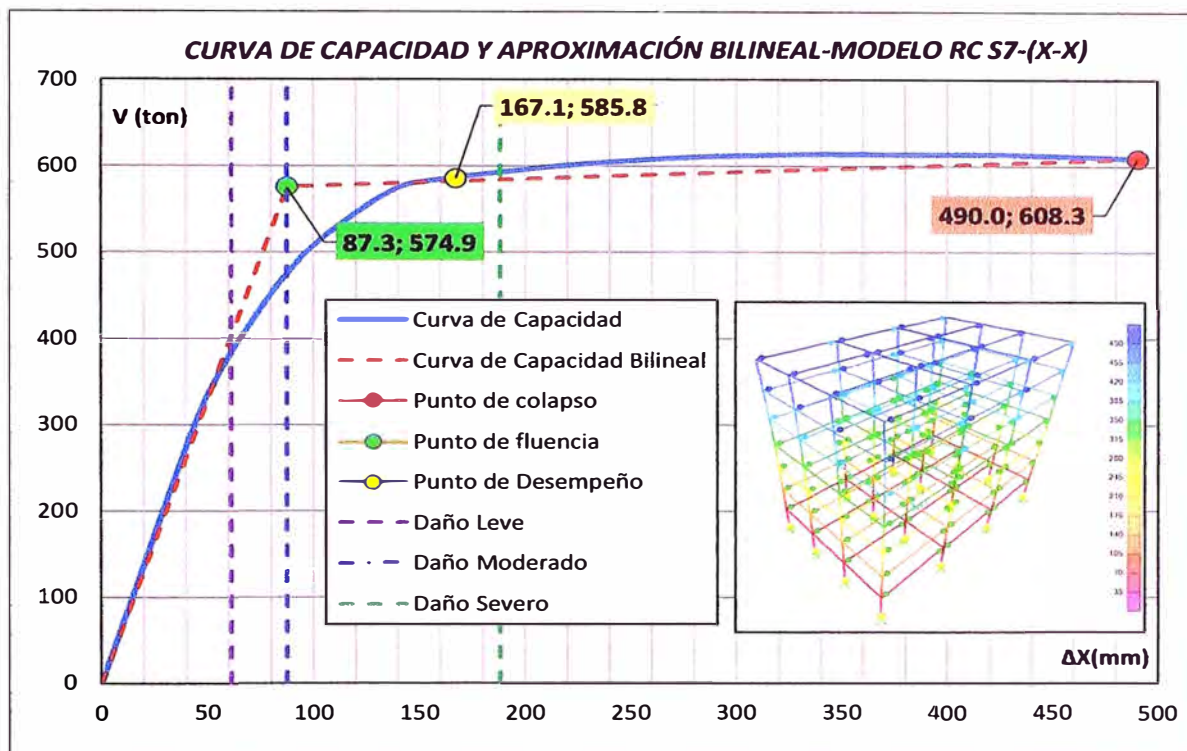


Figura 5.27 Curva de Capacidad del Modelo RC-S7

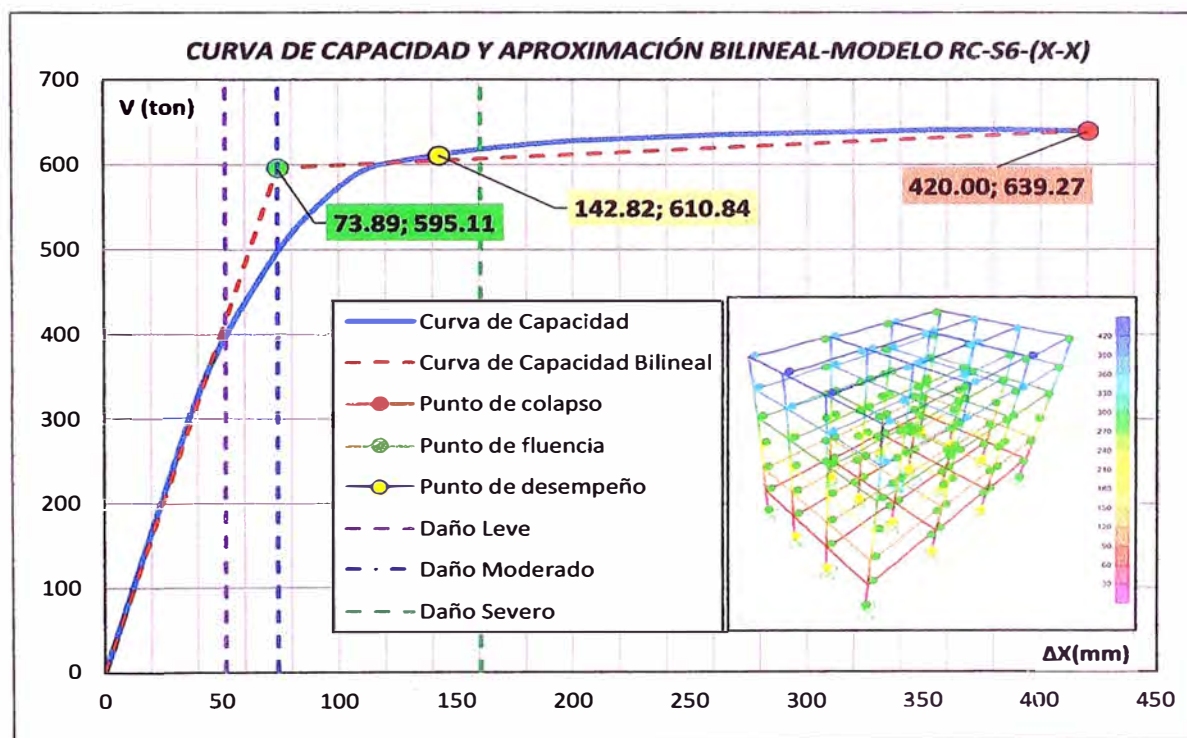


Figura 5.28 Curva de Capacidad del Modelo RC-S6

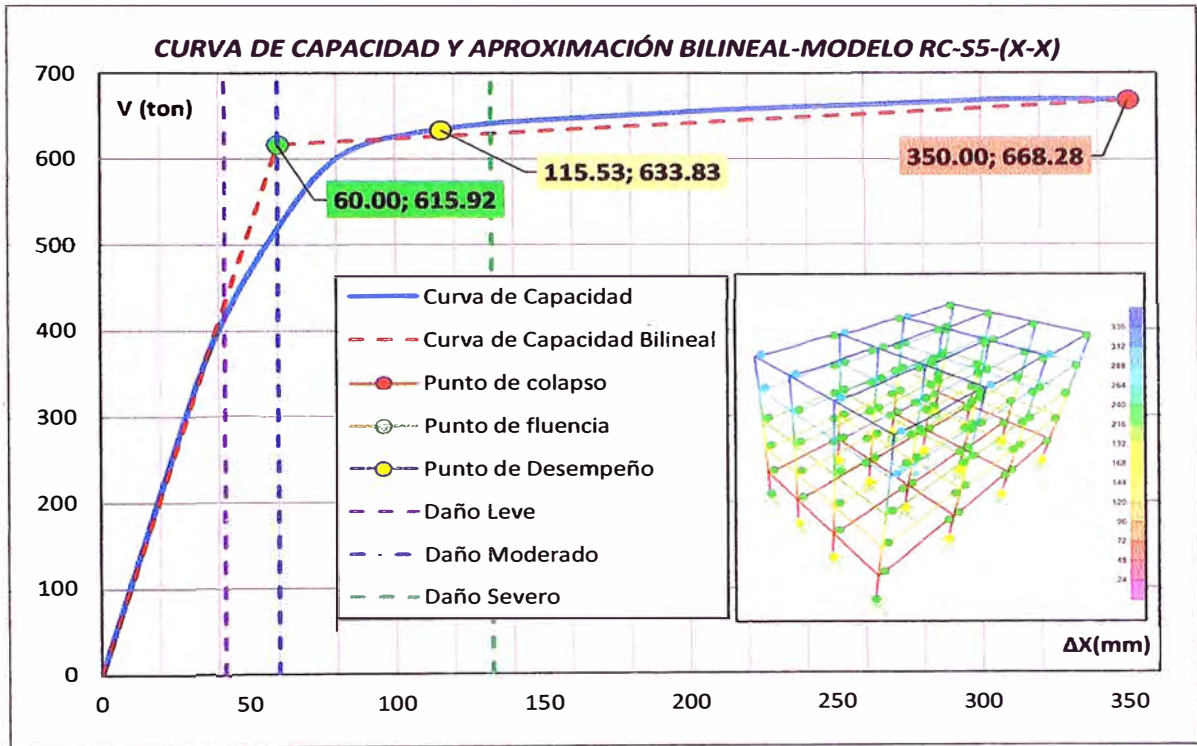


Figura 5.29 Curva de Capacidad del Modelo RC-S5

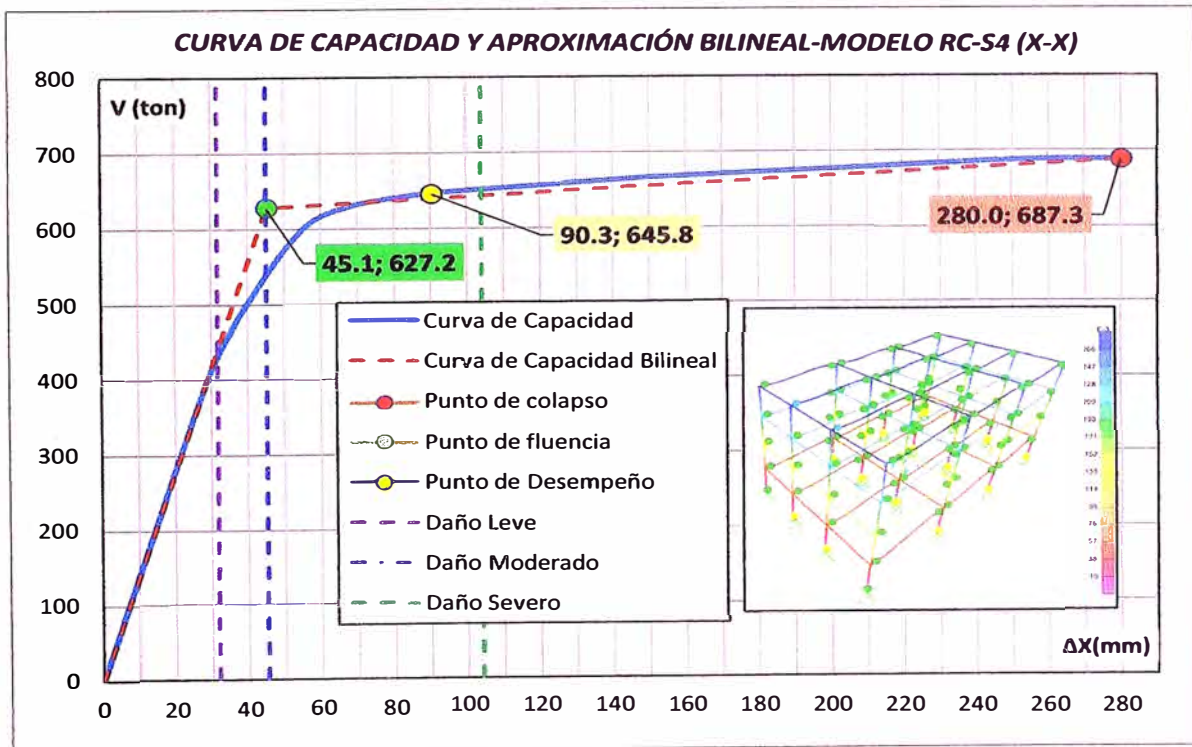


Figura 5.30 Curva de Capacidad del Modelo RC-S4

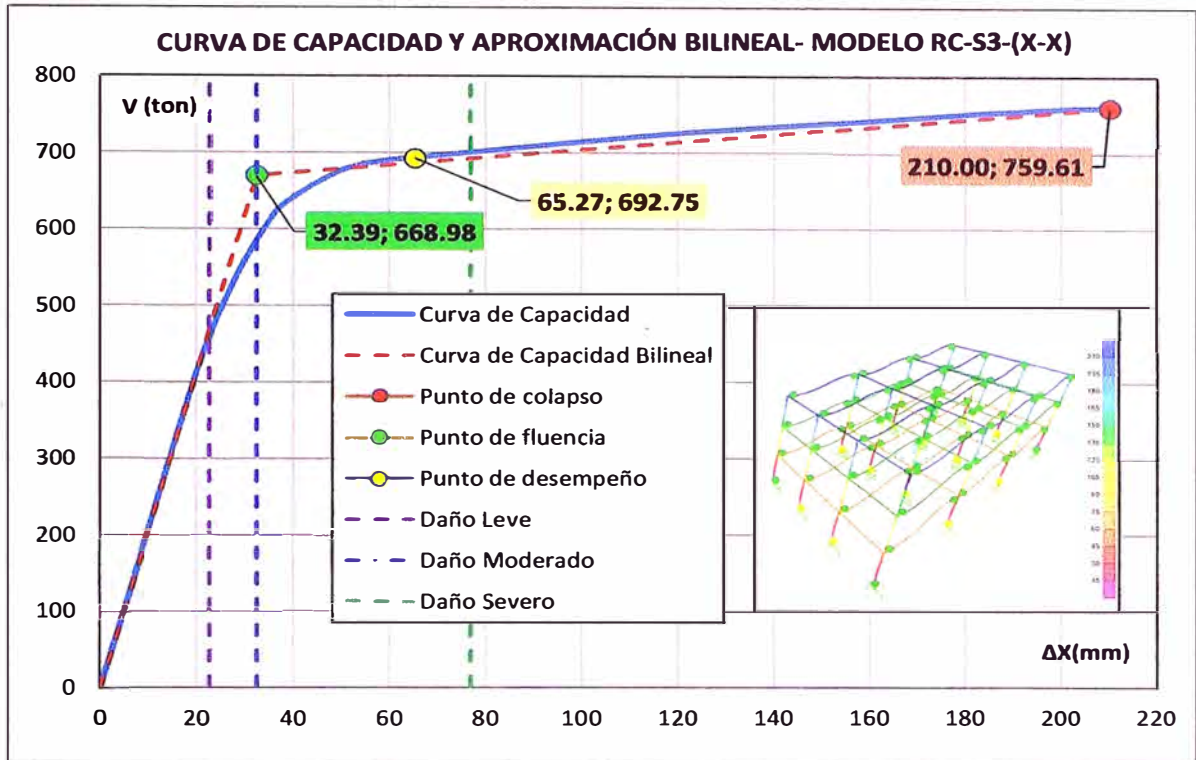


Figura 5.31 Curva de Capacidad del Modelo RC-S3

5.5.1.2. Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos PT1

Para los modelos PT1 de 07 a 03 niveles se muestra la curva de capacidad y su aproximación bilineal, también allí los puntos de fluencia y último, y el punto de desempeño ubicado en la zona según la sectorización.

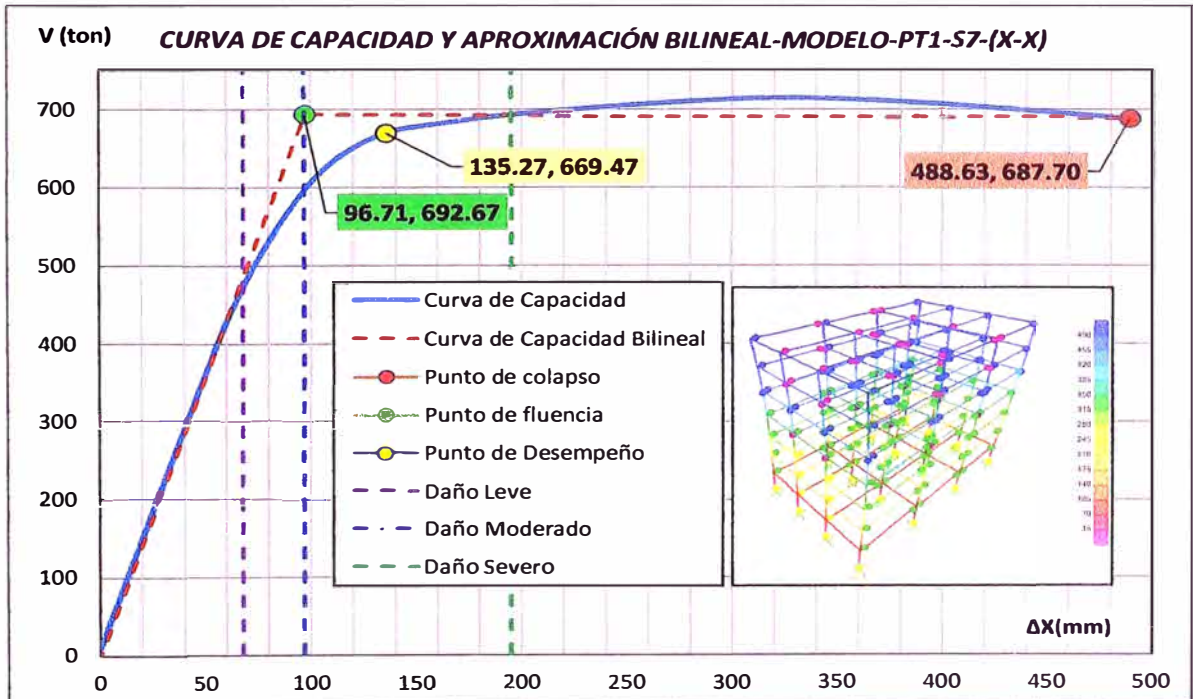


Figura 5.32 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S7

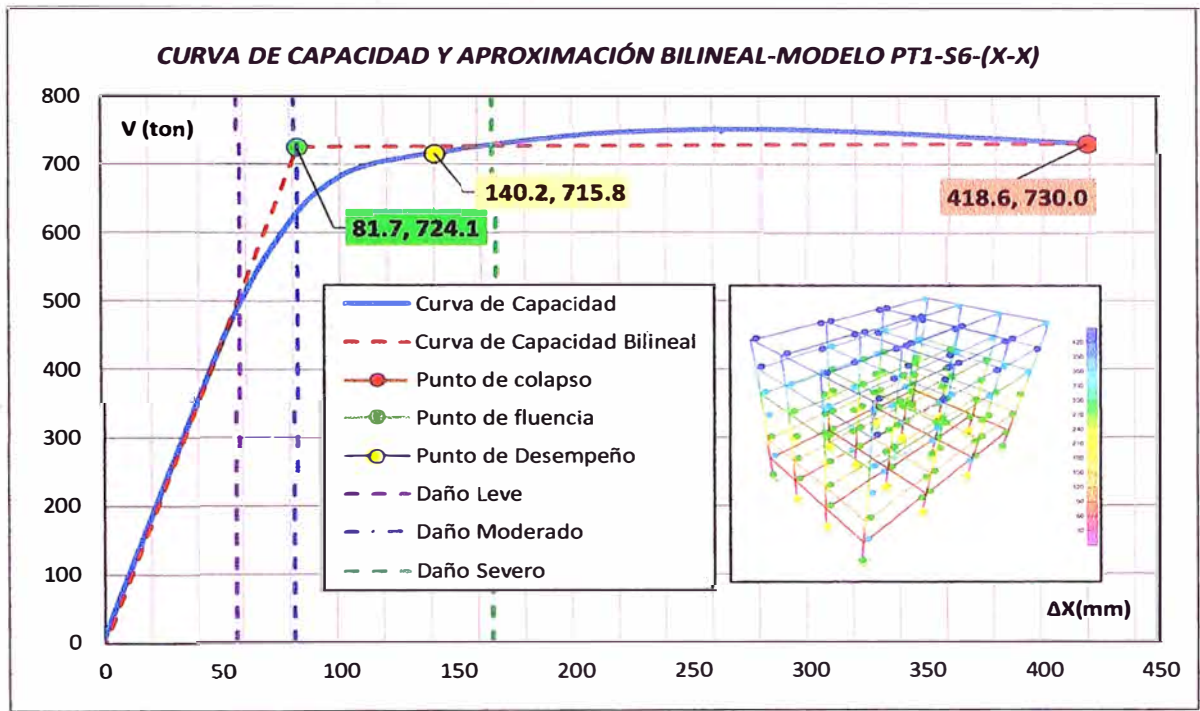


Figura 5.33 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S6

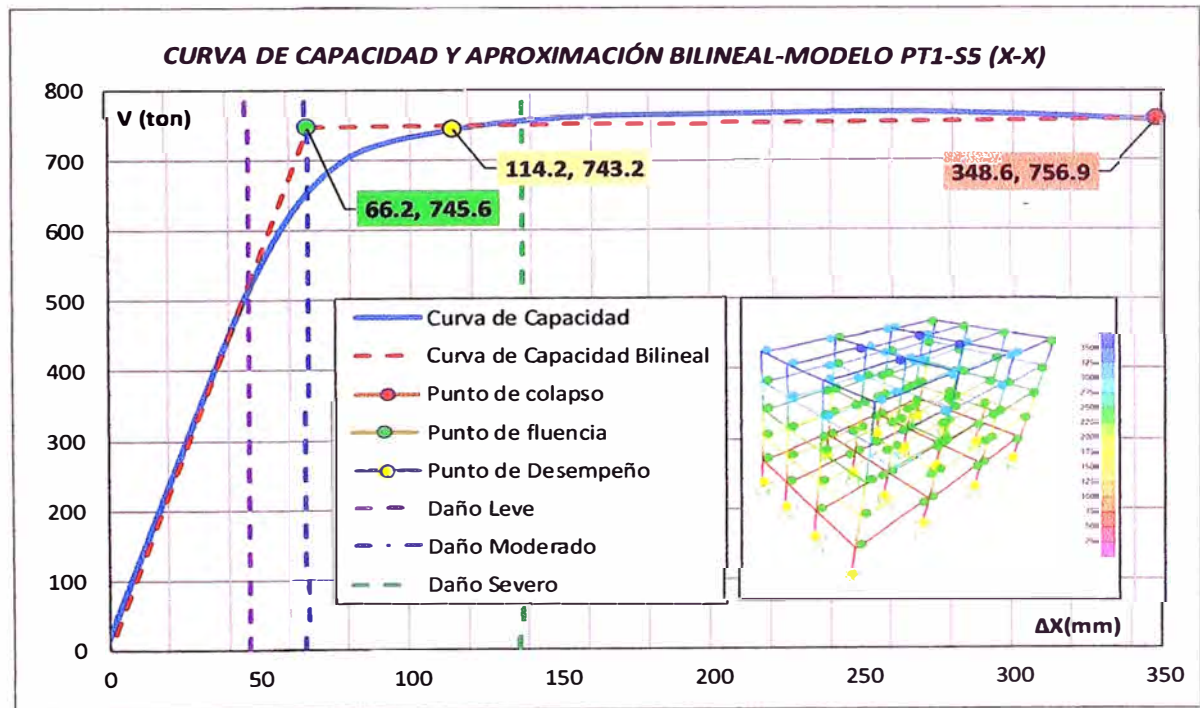


Figura 5.34 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S5

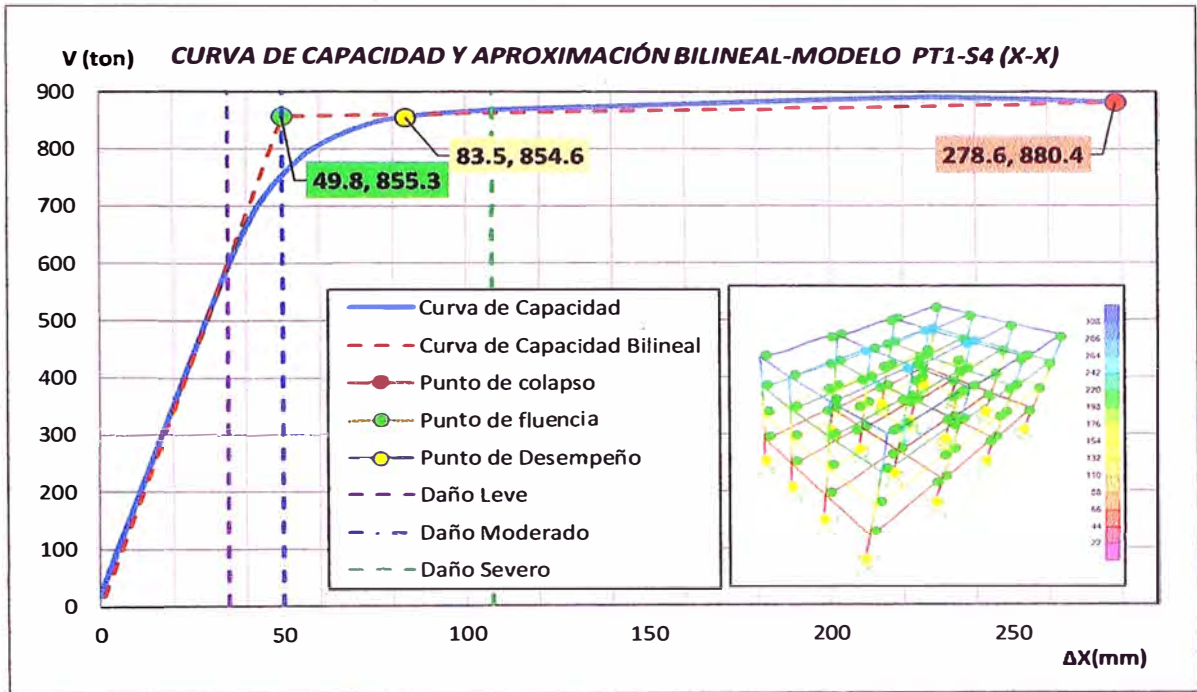


Figura 5.35 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S4

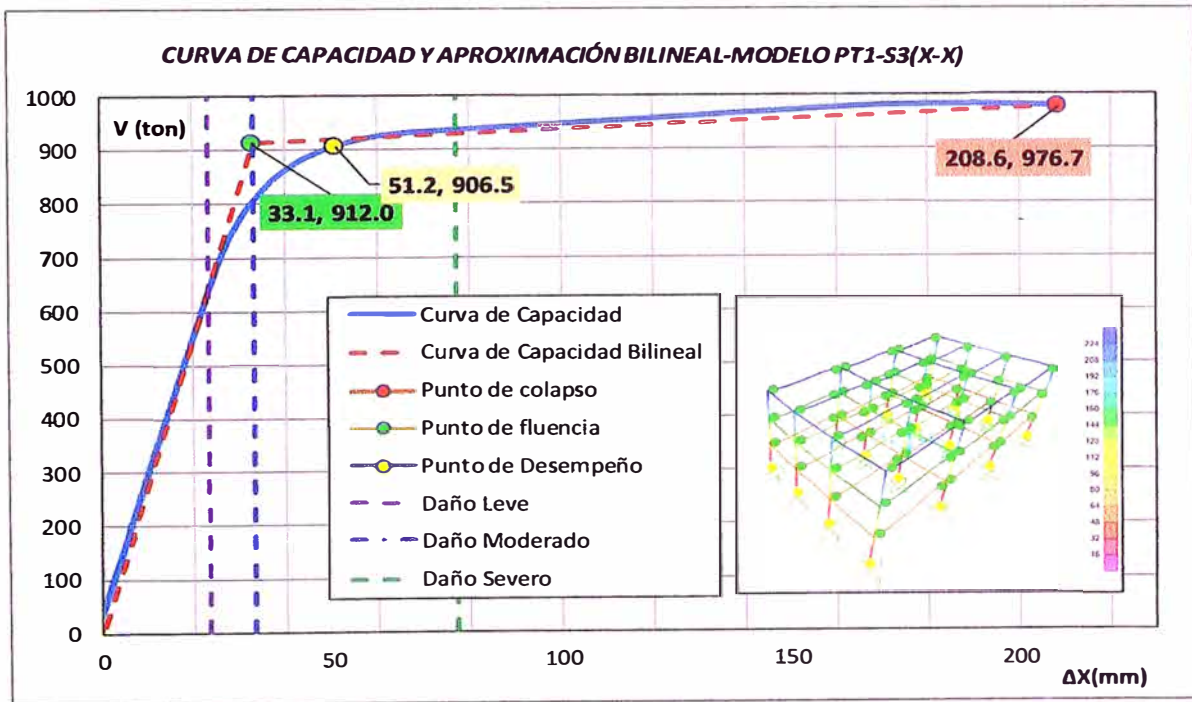


Figura 5.36 Curva de Capacidad del Modelo PT1-S3

5.5.1.3. Curvas de capacidad y curvas bilineales en los Modelos PT2

Para los modelos PT2 de 07 a 03 niveles se muestra la curva de capacidad y su aproximación bilineal, también allí los puntos de fluencia y último, y el punto de desempeño ubicado en la zona según la sectorización.

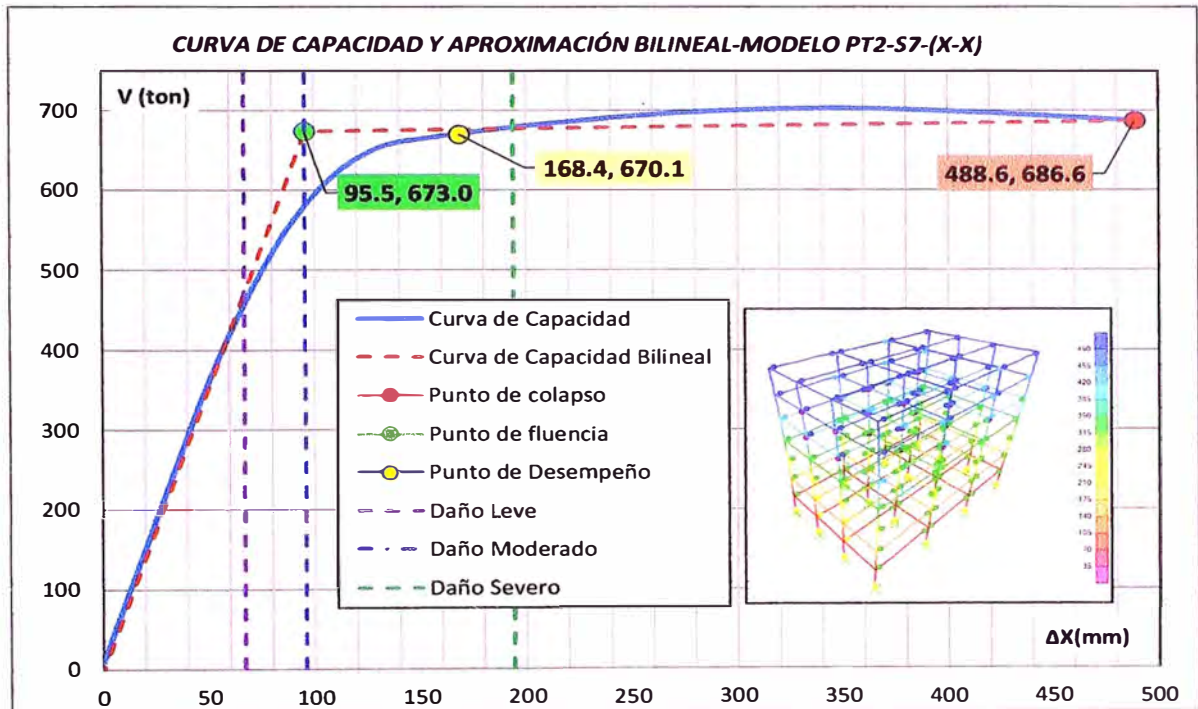


Figura 5.37 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S7

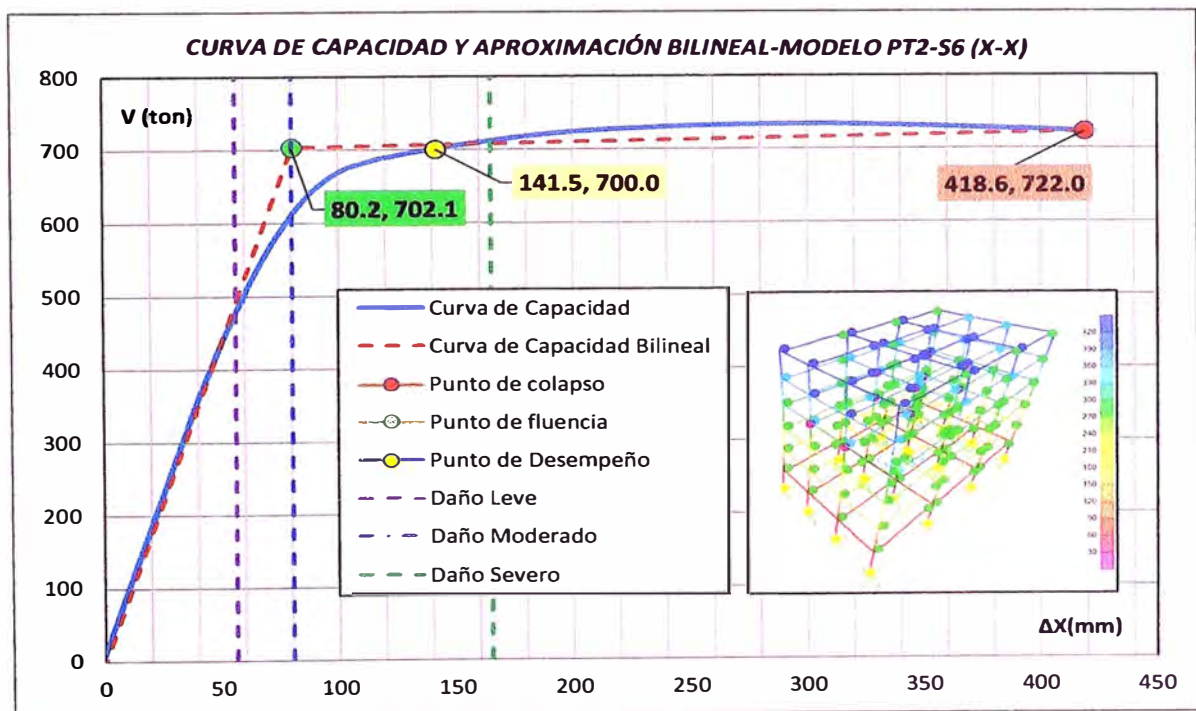


Figura 5.38 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S6

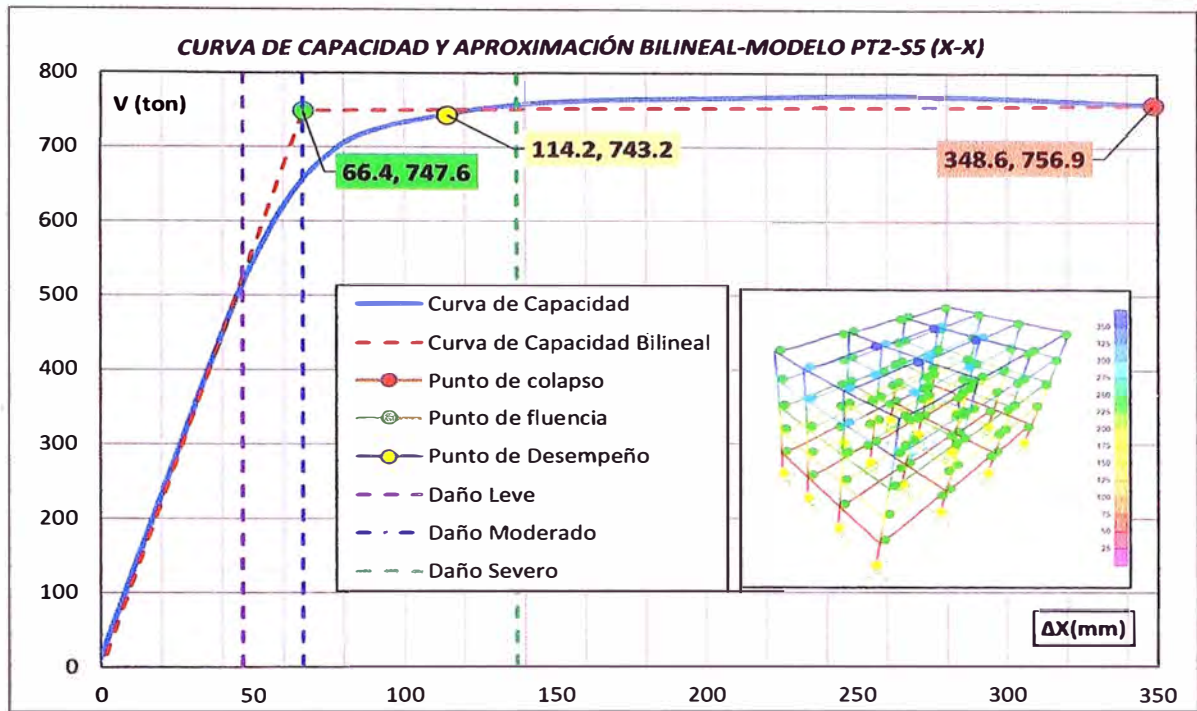


Figura 5.39 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S5

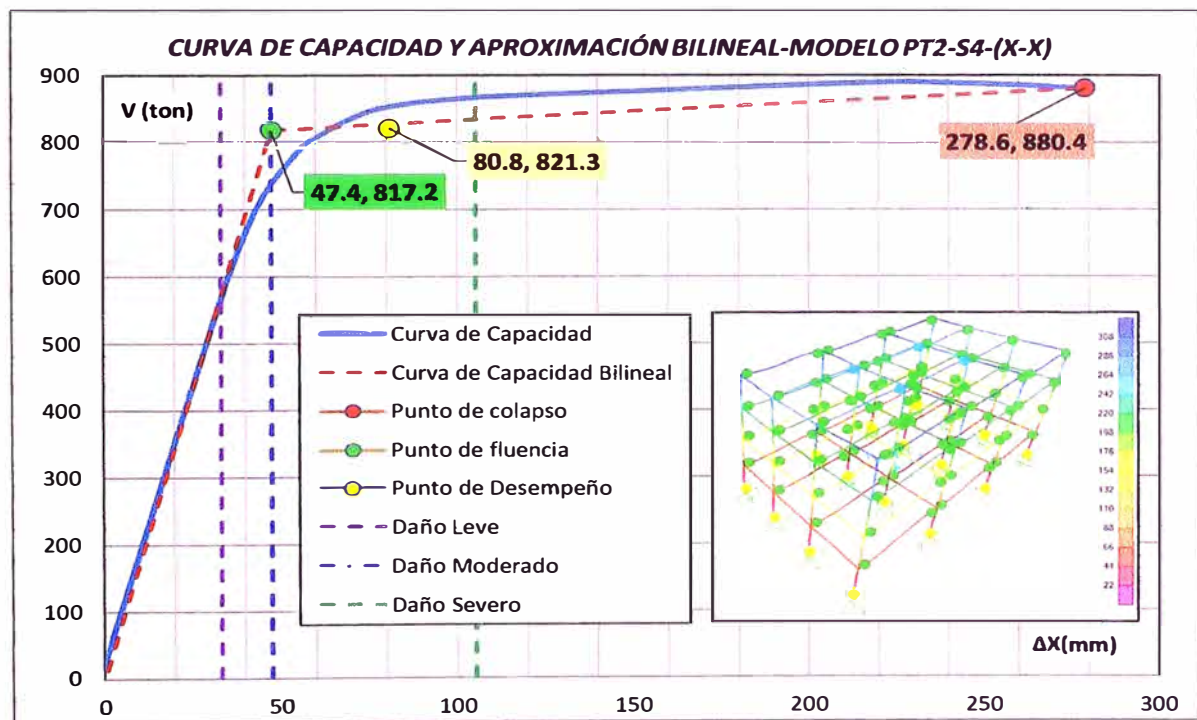


Figura 5.40 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S4

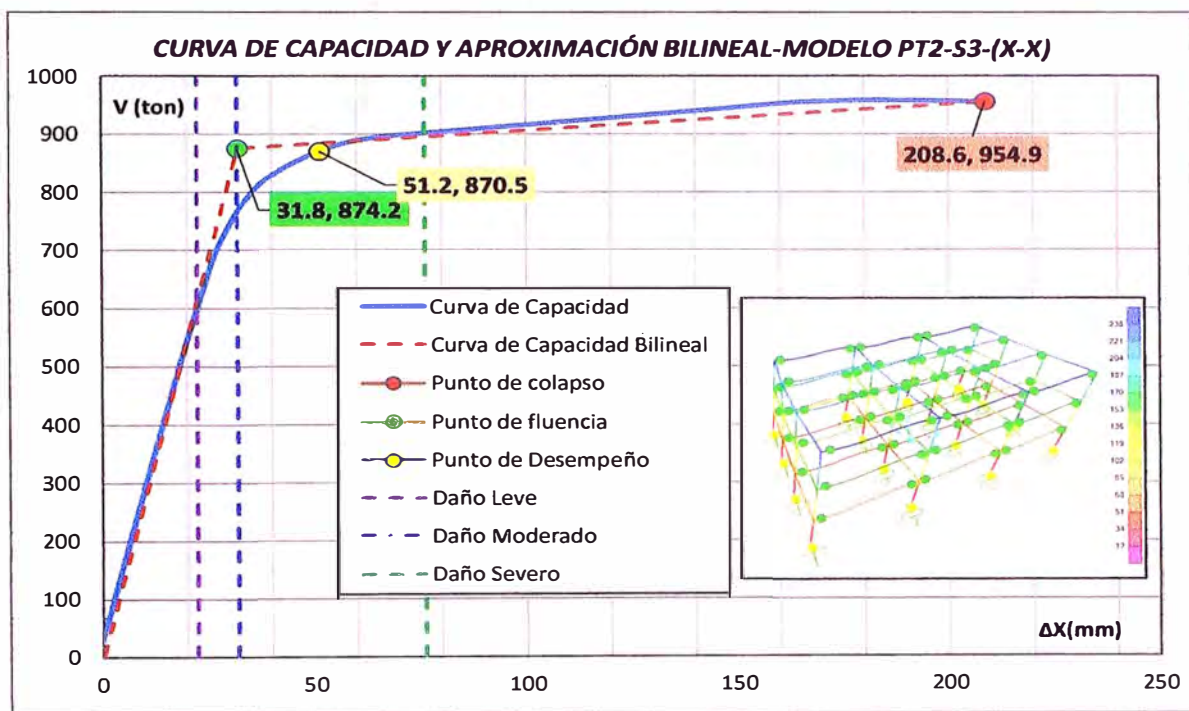


Figura 5.41 Curva de Capacidad del Modelo PT2-S4

5.5.2. Obtención del punto de desempeño

Se obtendrá el punto de desempeño, con el espectro E030 para el MEC reducido con el factor de ductilidad según Krawinkler & Nassar (R_{μ}) (12). Se muestra a continuación el método gráfico desde la Figura 5.42 hasta Figura 5.57

5.5.2.1. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos RC

Para los modelos RC de 07 a 03 niveles, se presenta gráficamente la ubicación del punto de desempeño interceptando la curva de capacidad y el espectro de demanda transformados a un formato S_a vs S_d .

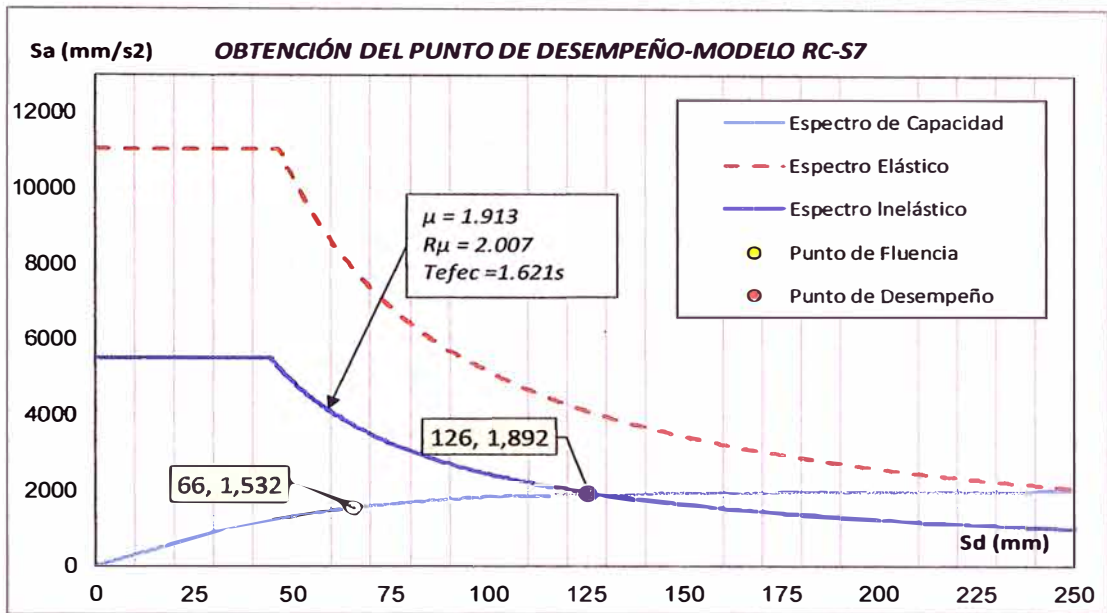


Figura 5.42 Punto de desempeño u ductilidad en el modelo RC-S7

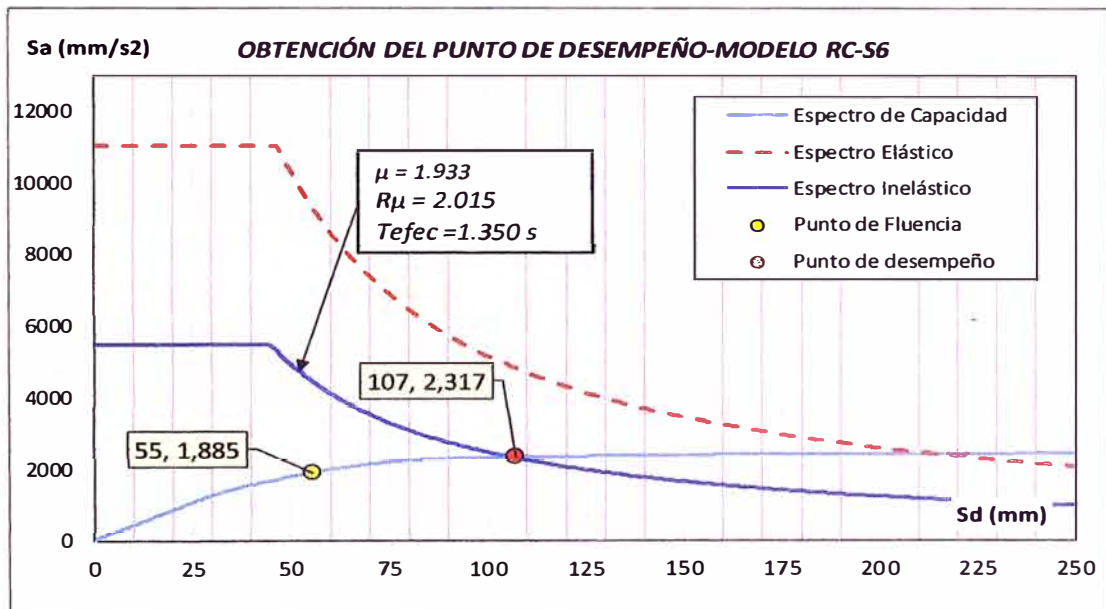


Figura 5.43 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S6

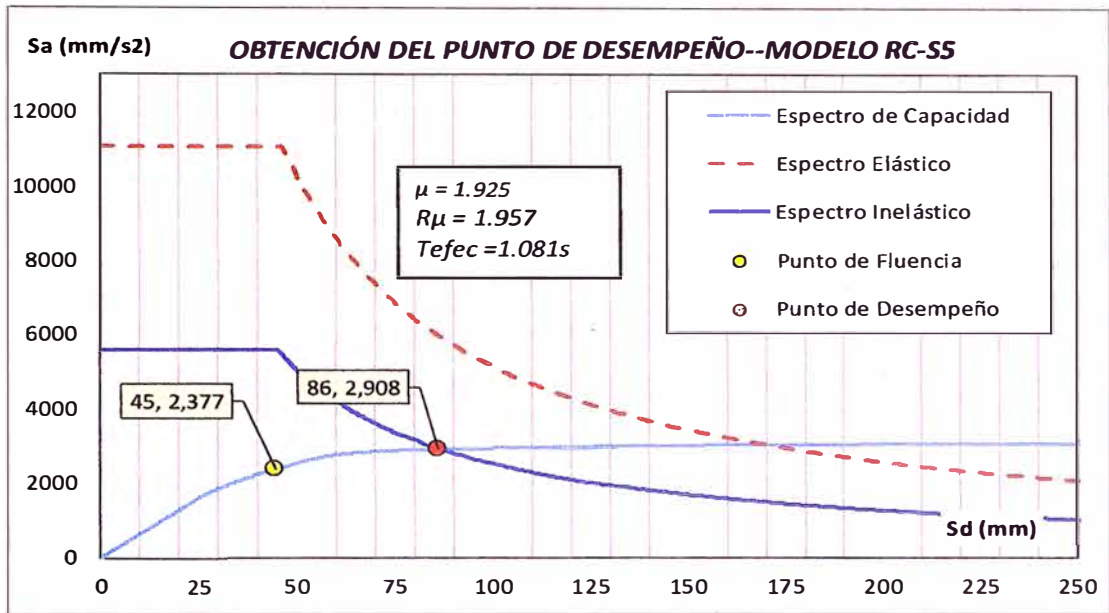


Figura 5.44 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S5

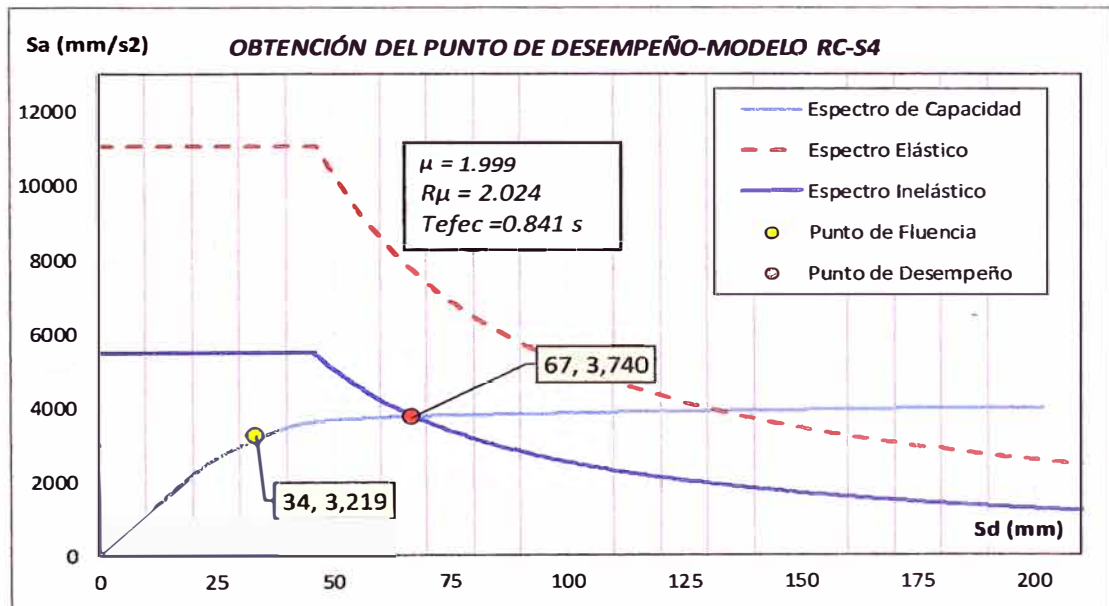


Figura 5.45 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S4

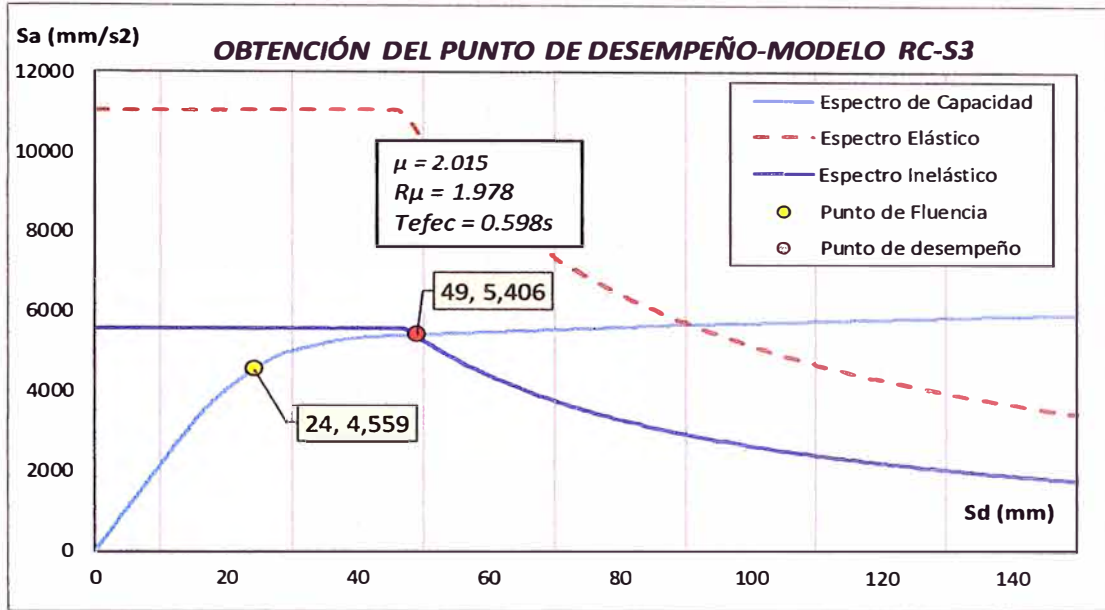


Figura 5.46 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo RC-S3

5.5.2.2. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos PT1

Para los modelos PT1 de 07 a 03 niveles, se presenta gráficamente la ubicación del punto de desempeño interceptando la curva de capacidad y el espectro de demanda transformados a un formato Sa vs Sd.

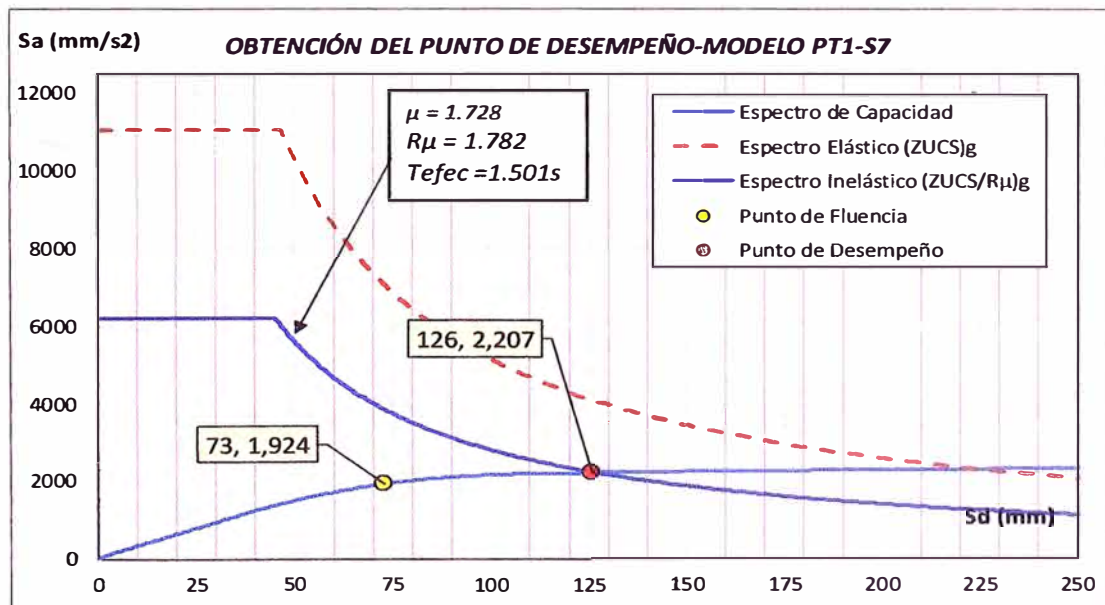


Figura 5.47 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S7

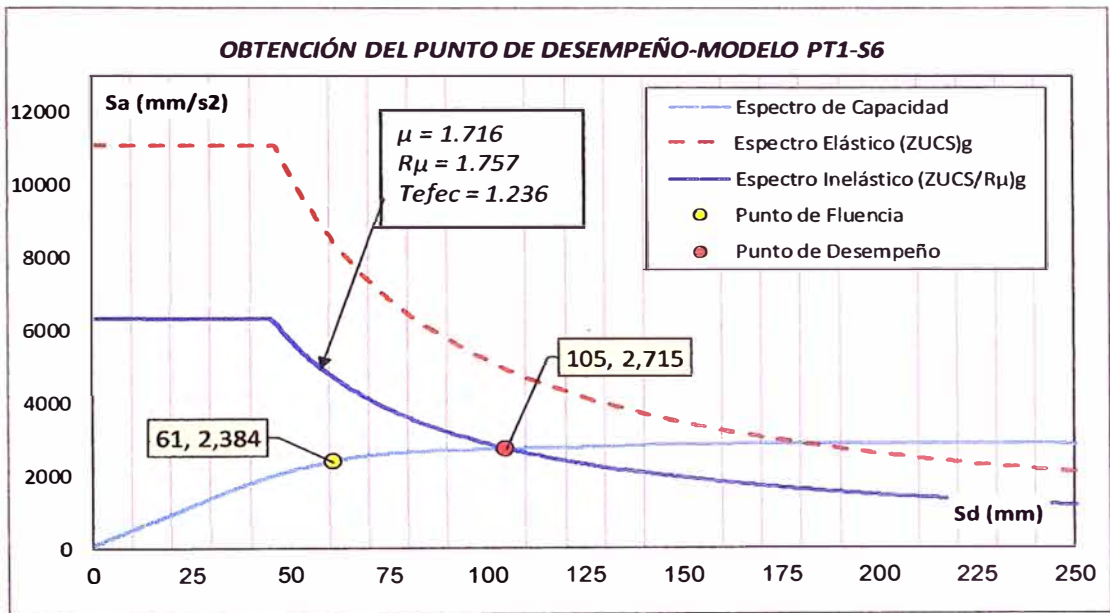


Figura 5.48 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6

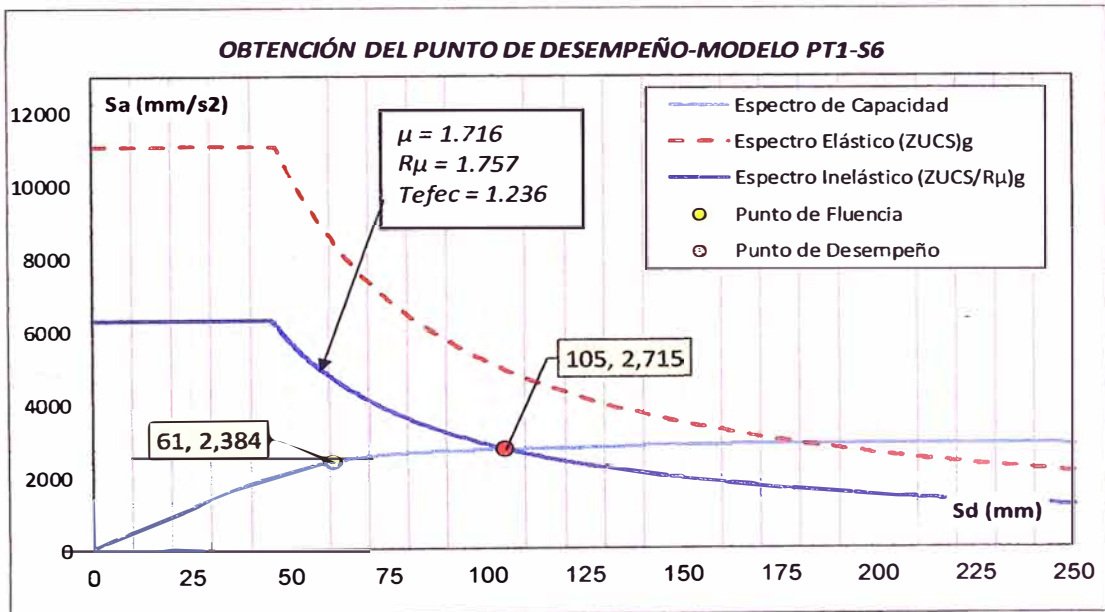


Figura 5.49 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6

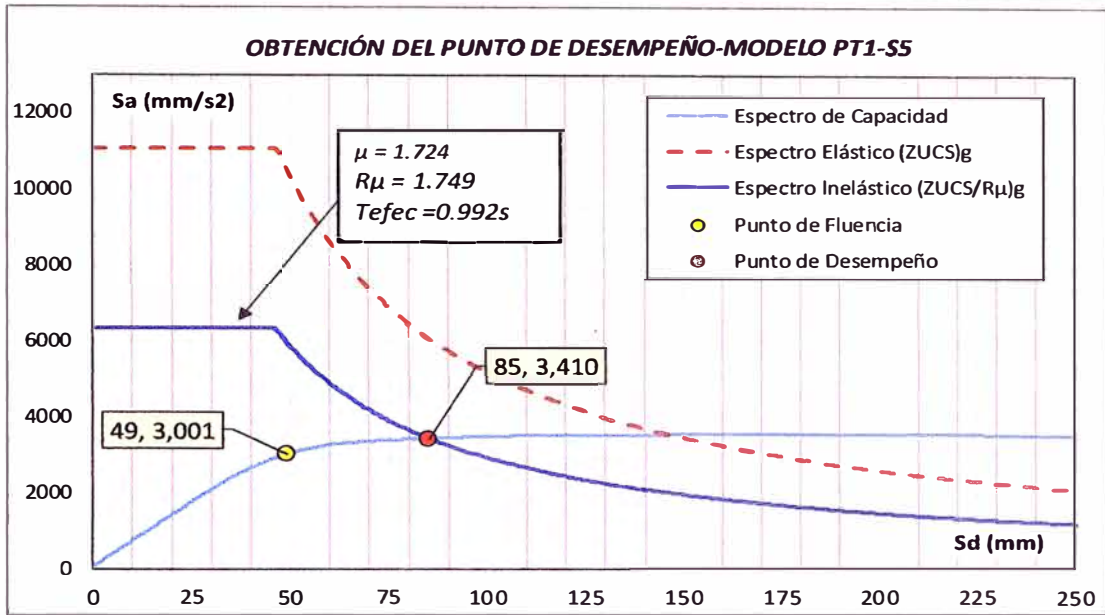


Figura 5.50 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S6

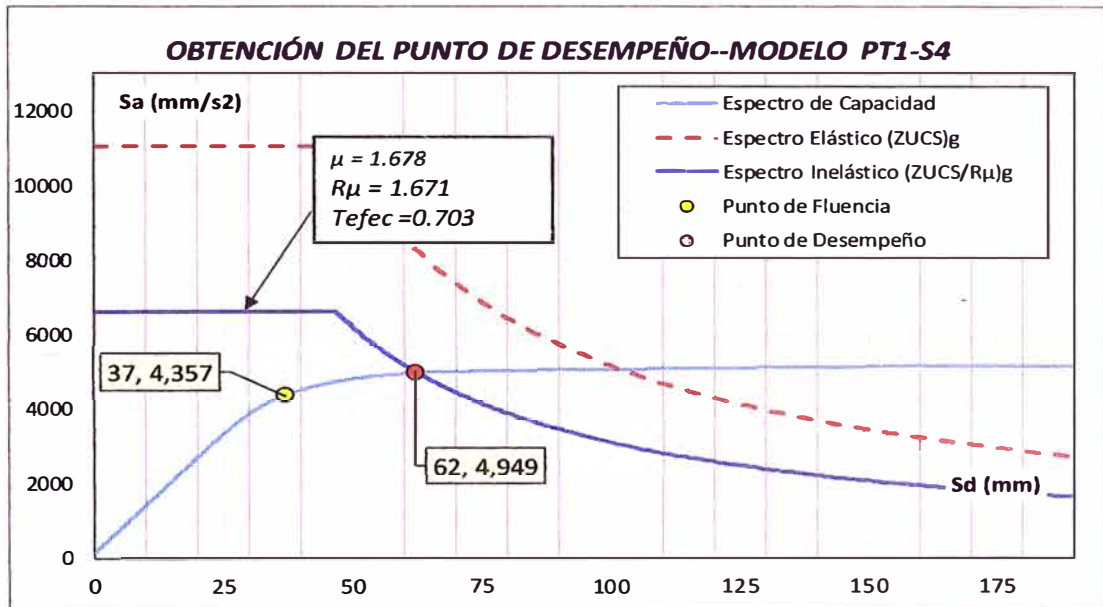


Figura 5.51 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S4

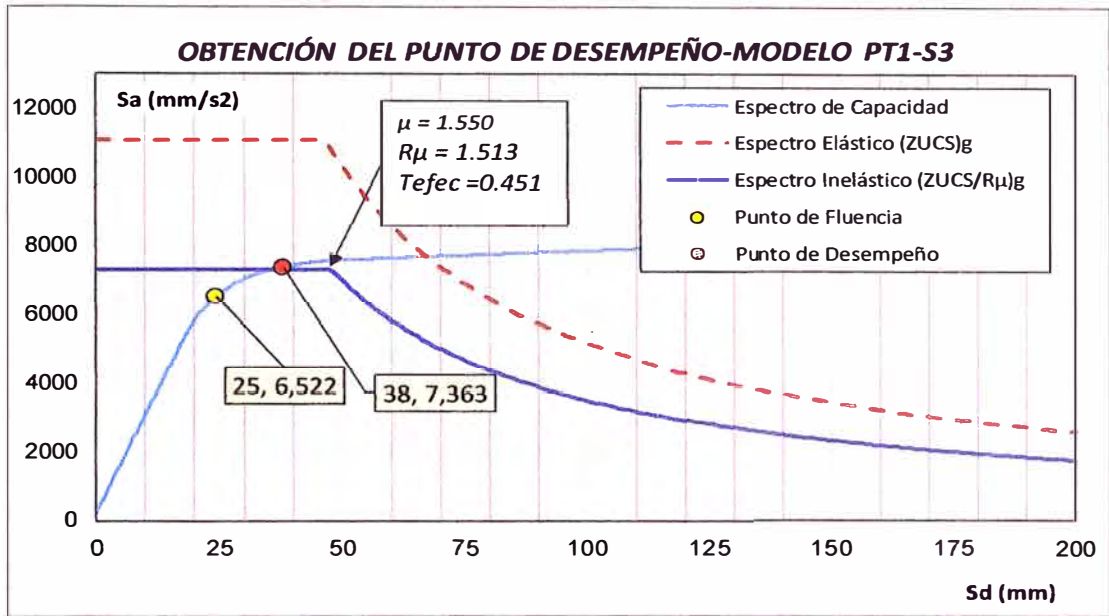


Figura 5.52 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT1-S3

5.5.2.3. Punto de desempeño y ductilidad en los modelos PT2

Para los modelos RC de 07 a 03 niveles, se presenta gráficamente la ubicación del punto de desempeño interceptando la curva de capacidad y el espectro de demanda transformados a un formato S_a vs S_d .

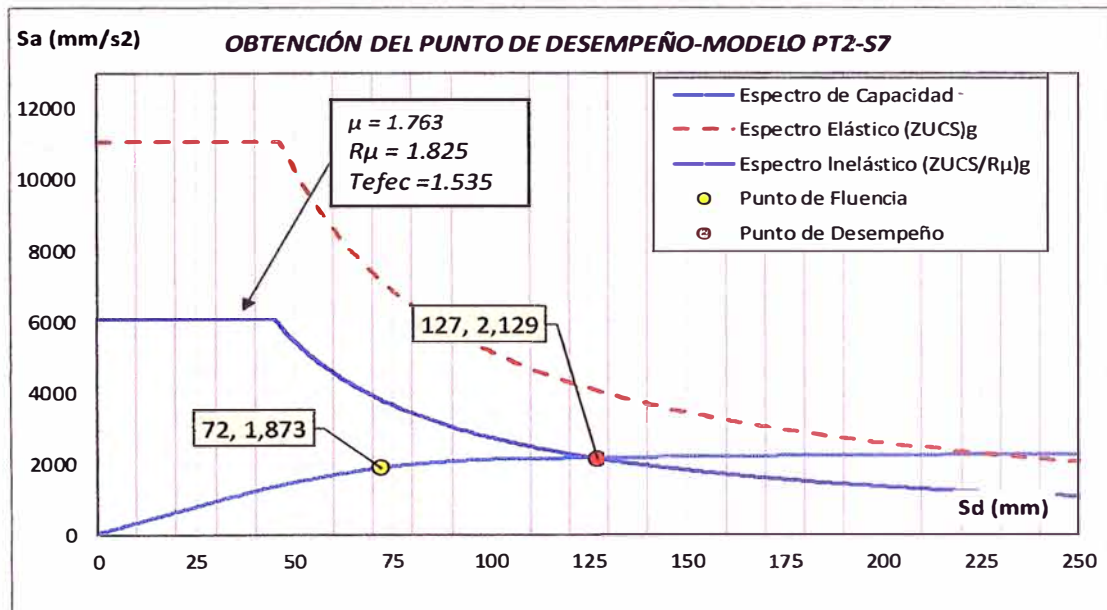


Figura 5.53 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S7

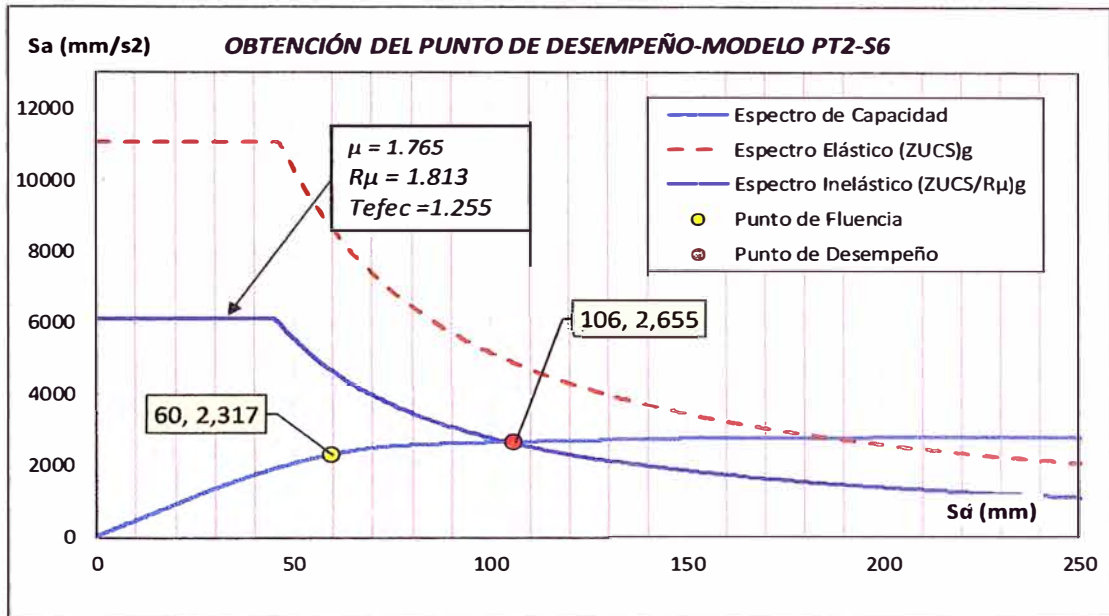


Figura 5.54 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S6

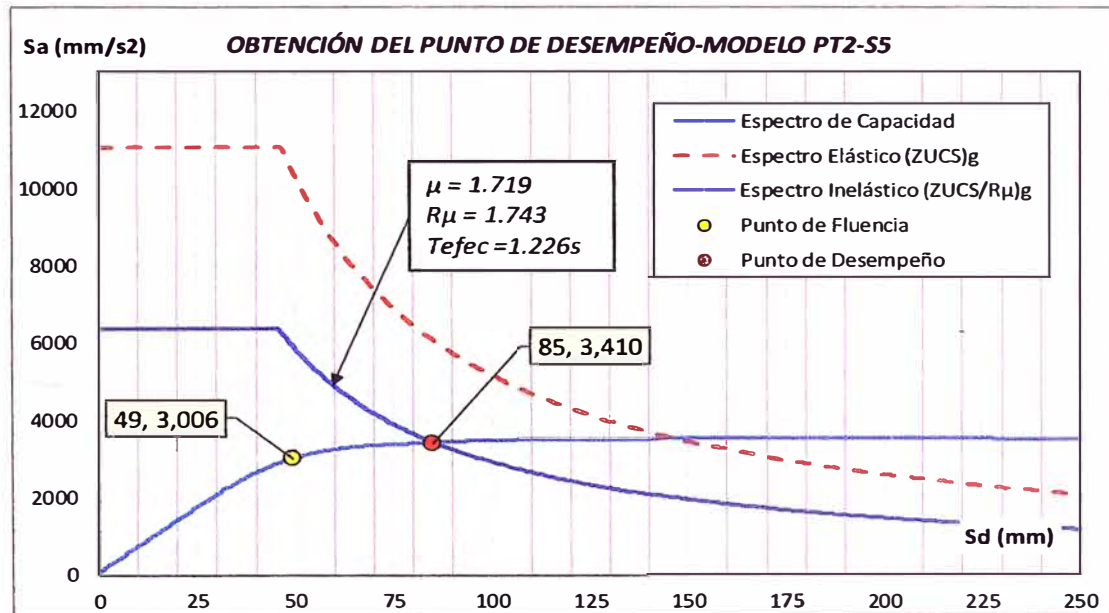


Figura 5.55 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S5

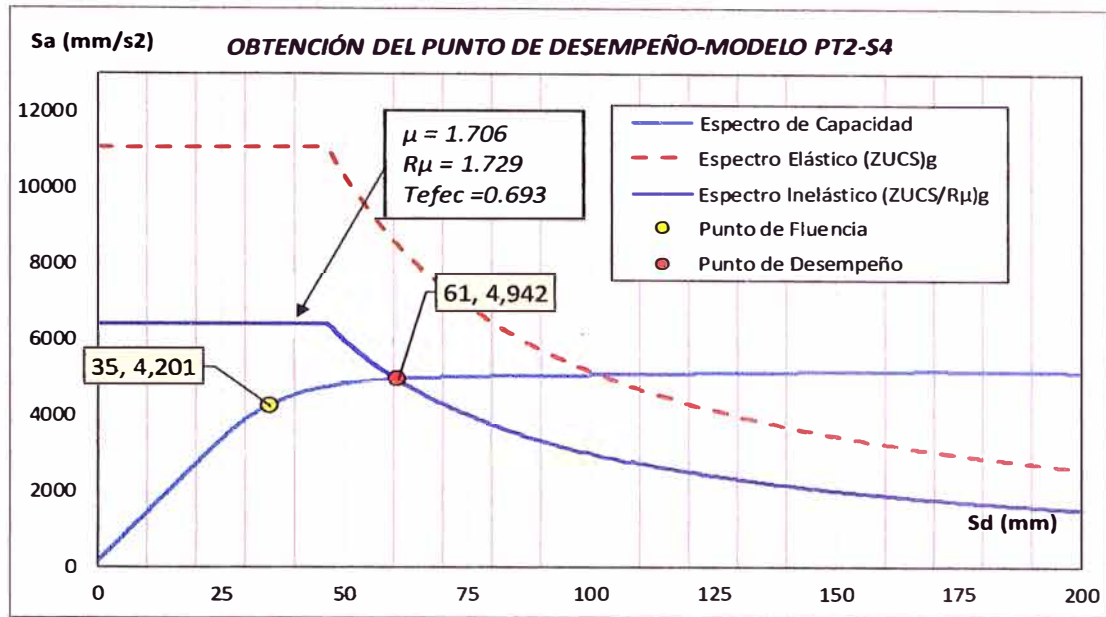


Figura 5.56 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S4

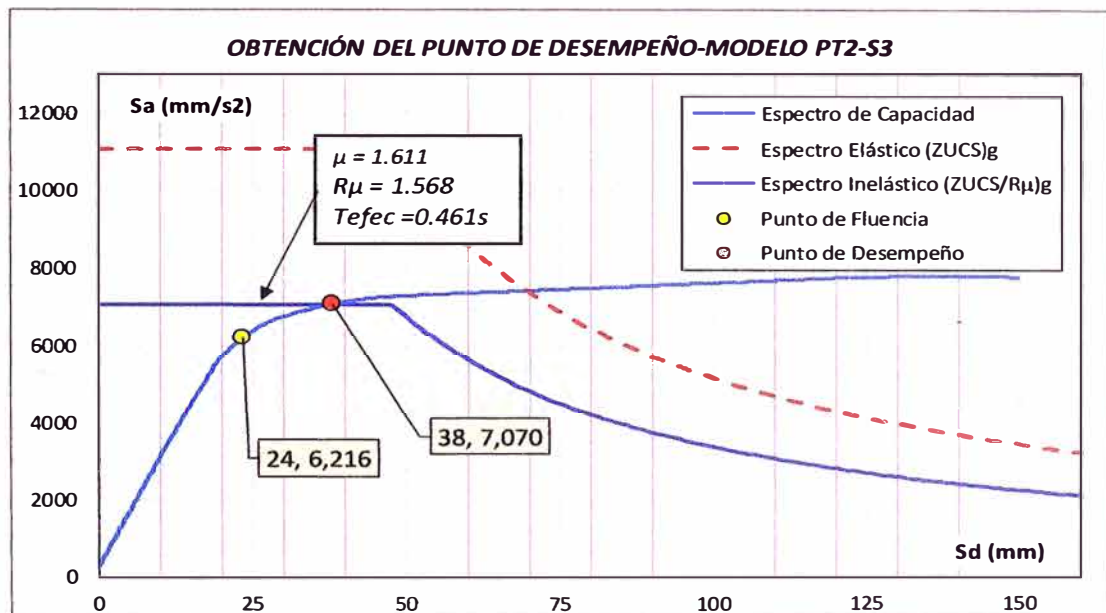


Figura 5.57 Punto de desempeño y ductilidad en el modelo PT2-S3

5.5.3. Desplazamiento de la edificación durante el AEINL.

Luego de haber realizado el análisis se muestra los desplazamientos que tiene la estructura cuando se encuentra en el punto de fluencia en el punto desempeño y cuando llega el nudo de control al desplazamiento objetivo. Esto se observó en la Figura 5.58 hasta Figura 5.72

5.5.3.1. Desplazamientos y distorsiones en los modelos RC

Se presentan los desplazamientos de los entrepisos para los modelos RC de 07 a 03 niveles cuando se llega al punto de fluencia, al punto de desempeño y último.

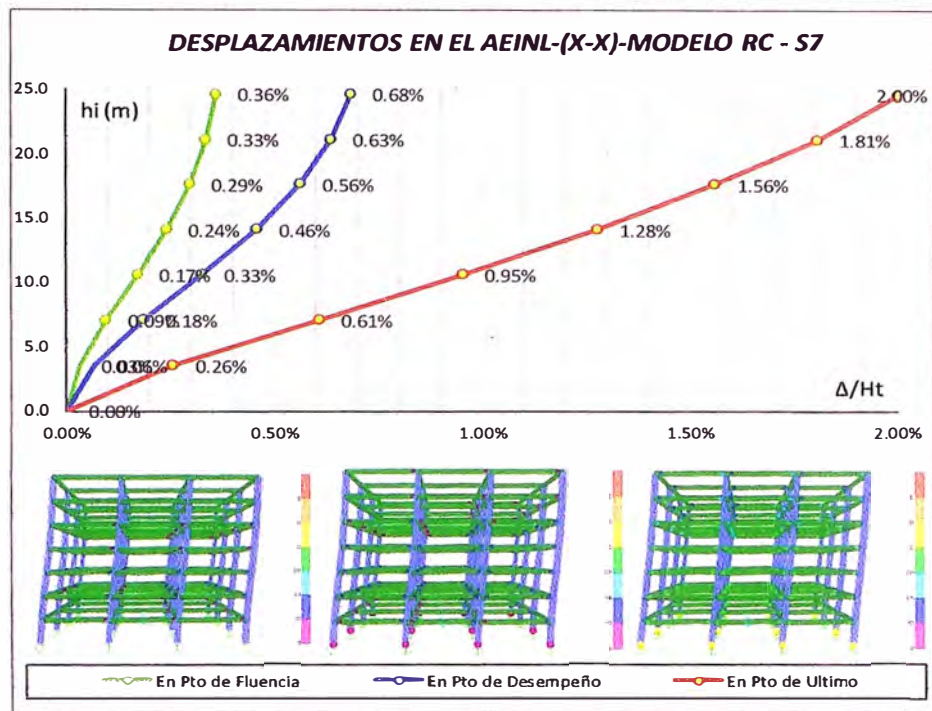


Figura 5.58 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S7

Tabla 36 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S7

Piso (i)	hi (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
7	3.50	24.50	87.77	0.358%	0.176%	167.15	0.682%	0.332%	490.00	2.000%	1.359%
6	3.50	21.00	81.60	0.333%	0.268%	155.54	0.635%	0.508%	442.45	1.806%	1.721%
5	3.50	17.50	72.20	0.295%	0.388%	137.78	0.562%	0.736%	382.22	1.560%	1.991%
4	3.50	14.00	58.63	0.239%	0.490%	112.02	0.457%	0.924%	312.54	1.276%	2.273%
3	3.50	10.50	41.50	0.169%	0.526%	79.66	0.325%	0.982%	233.00	0.951%	2.414%
2	3.50	7.00	23.10	0.094%	0.450%	45.28	0.185%	0.841%	148.52	0.606%	2.451%
1	3.50	3.50	7.36	0.030%		15.83	0.065%		62.72	0.256%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
		24.5									

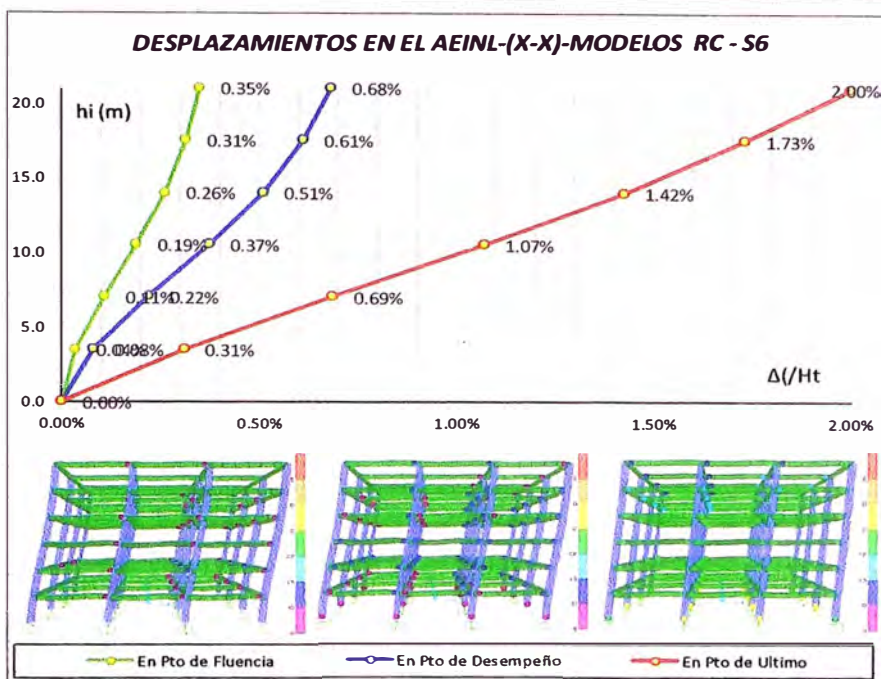


Figura 5.59 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S6

Tabla 37 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S6

Piso (l)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
6	3.50	21.00	73.49	0.350%	0.211%	143.20	0.682%	0.426%	420.00	2.000%	1.610%
5	3.50	17.50	66.09	0.315%	0.315%	128.28	0.611%	0.611%	363.65	1.732%	1.853%
4	3.50	14.00	55.05	0.262%	0.431%	106.91	0.509%	0.815%	298.80	1.423%	2.127%
3	3.50	10.50	39.96	0.190%	0.492%	78.37	0.373%	0.921%	224.35	1.068%	2.297%
2	3.50	7.00	22.73	0.108%	0.439%	46.14	0.220%	0.834%	143.96	0.686%	2.257%
1	3.50	3.50	7.36	0.035%		16.96	0.081%		64.96	0.309%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	21										

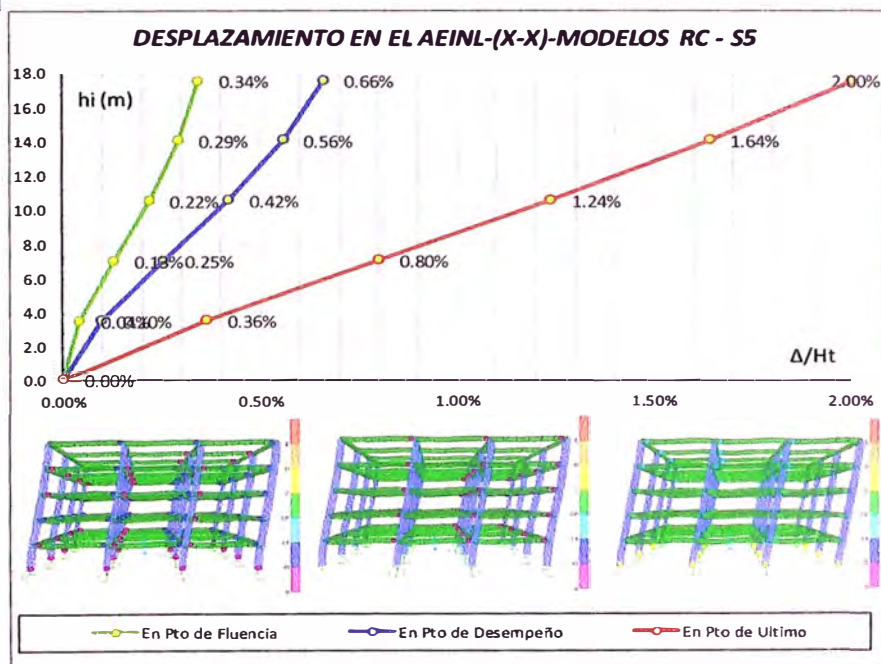


Figura 5.60 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S5

Tabla 38 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S5

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
5	3.50	17.50	59.96	0.343%	0.261%	115.26	0.659%	0.030%	350.00	2.000%	0.055%
4	3.50	14.00	50.82	0.290%	0.367%	97.26	0.556%	0.685%	286.82	1.639%	2.012%
3	3.50	10.50	37.97	0.217%	0.451%	73.28	0.419%	0.821%	216.39	1.237%	2.187%
2	3.50	7.00	22.19	0.127%	0.424%	44.55	0.255%	0.787%	139.84	0.799%	2.181%
1	3.50	3.50	7.34	0.042%		17.02	0.097%		63.51	0.363%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	17.5										

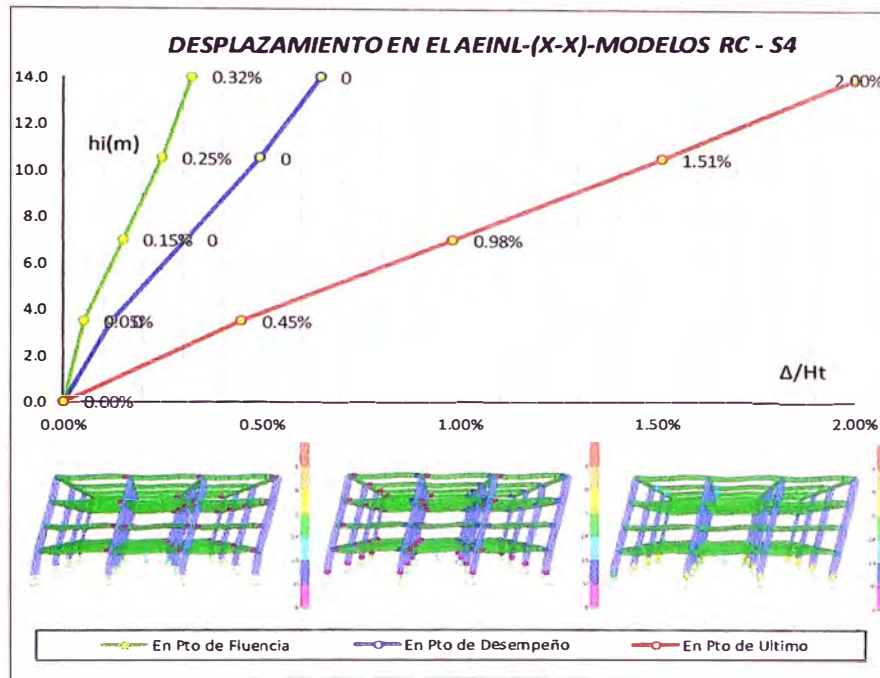


Figura 5.61 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S4

Tabla 39 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S4

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
4	3.50	14.00	45.20	0.323%	0.304%	90.52	0.647%	0.047%	280.00	2.000%	0.076%
3	3.50	10.50	34.55	0.247%	0.390%	69.19	0.494%	0.738%	211.35	1.510%	2.109%
2	3.50	7.00	20.90	0.149%	0.394%	43.36	0.310%	0.747%	137.54	0.982%	2.131%
1	3.50	3.50	7.12	0.051%		17.21	0.123%		62.94	0.450%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	14										

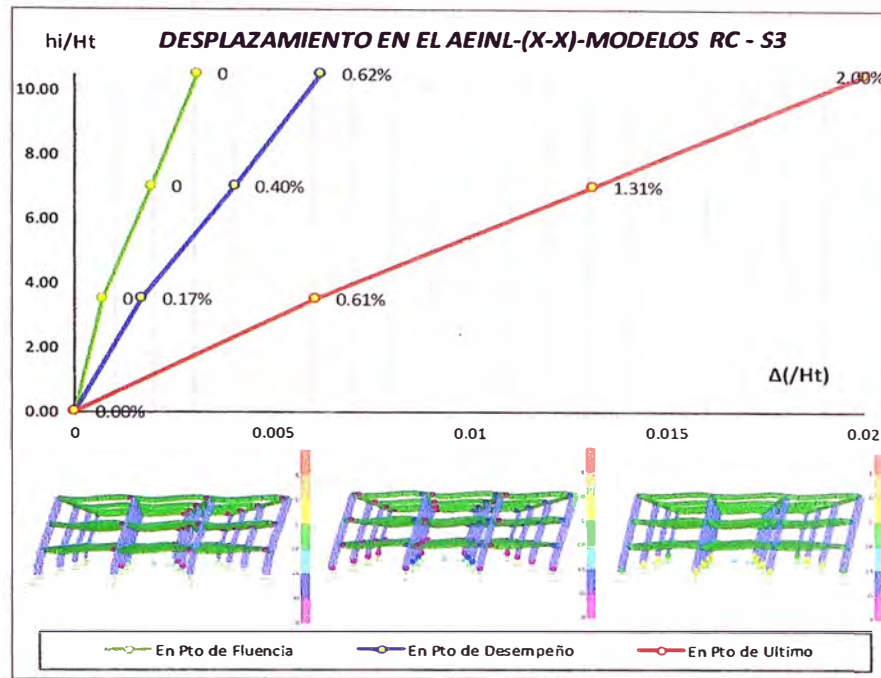


Figura 5.62 Desplazamientos del AEINL del modelo RC-S3

Tabla 40 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en RC-S3

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Último		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva $\Delta x = Ux_y/hi$	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva $\Delta x = Ux_efec/hi$	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva $\Delta x = Ux_u/hi$
3	3.50	10.50	32.28	0.307%	0.348%	65.45	0.623%	0.072%	210.00	2.000%	0.110%
2	3.50	7.00	20.12	0.192%	0.371%	42.31	0.403%	0.703%	137.76	1.312%	2.111%
1	3.50	3.50	7.12	0.068%		17.72	0.169%		63.87	0.608%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	10.50										

5.5.3.2. Desplazamientos y distorsiones en los modelos PT1

Se presentan los desplazamientos de los entrepisos para los modelos PT1 de 07 a 03 niveles cuando se llega al punto de fluencia al punto de desempeño y último.

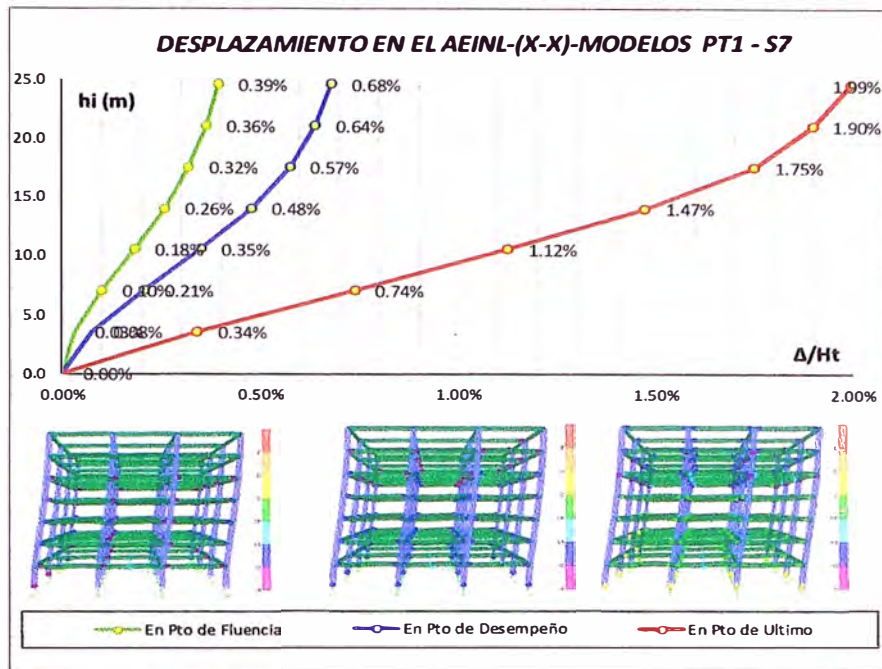


Figura 5.63 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S7

Tabla 41 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S7

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Último		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
7	3.50	24.50	96.30	0.393%	0.213%	166.56	0.680%	0.287%	488.63	1.994%	0.678%
6	3.50	21.00	88.85	0.363%	0.307%	156.53	0.639%	0.455%	464.89	1.898%	1.032%
5	3.50	17.50	78.09	0.319%	0.426%	140.61	0.574%	0.680%	428.76	1.750%	1.945%
4	3.50	14.00	63.17	0.258%	0.533%	116.81	0.477%	0.894%	360.69	1.472%	2.436%
3	3.50	10.50	44.50	0.182%	0.577%	85.53	0.349%	0.999%	275.44	1.124%	2.709%
2	3.50	7.00	24.32	0.099%	0.489%	50.57	0.206%	0.911%	180.63	0.737%	2.776%
1	3.50	3.50	7.22	0.029%		18.70	0.076%		83.45	0.341%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	24.5										

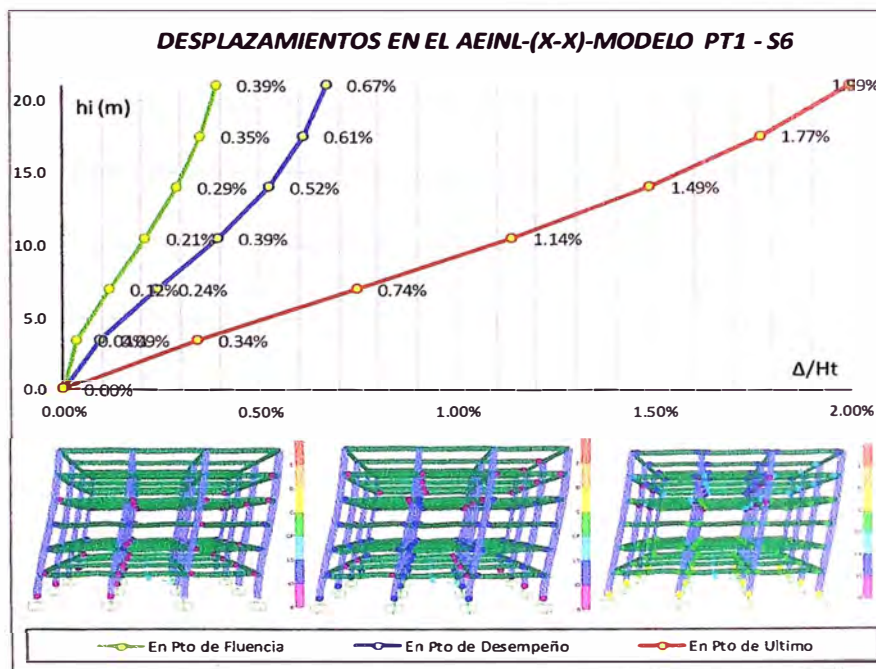


Figura 5.64 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S6

Tabla 42 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S6

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec /Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
6	3.50	21.00	81.79	0.389%	0.246%	140.17	0.667%	0.353%	418.63	1.993%	1.360%
5	3.50	17.50	73.19	0.349%	0.355%	127.81	0.609%	0.512%	371.04	1.767%	1.681%
4	3.50	14.00	60.76	0.289%	0.479%	109.90	0.523%	0.784%	312.20	1.487%	2.090%
3	3.50	10.50	43.99	0.209%	0.553%	82.45	0.393%	0.917%	239.04	1.138%	2.363%
2	3.50	7.00	24.65	0.117%	0.490%	50.37	0.240%	0.887%	156.32	0.744%	2.418%
1	3.50	3.50	7.50	0.036%		19.34	0.092%		71.70	0.341%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
21											

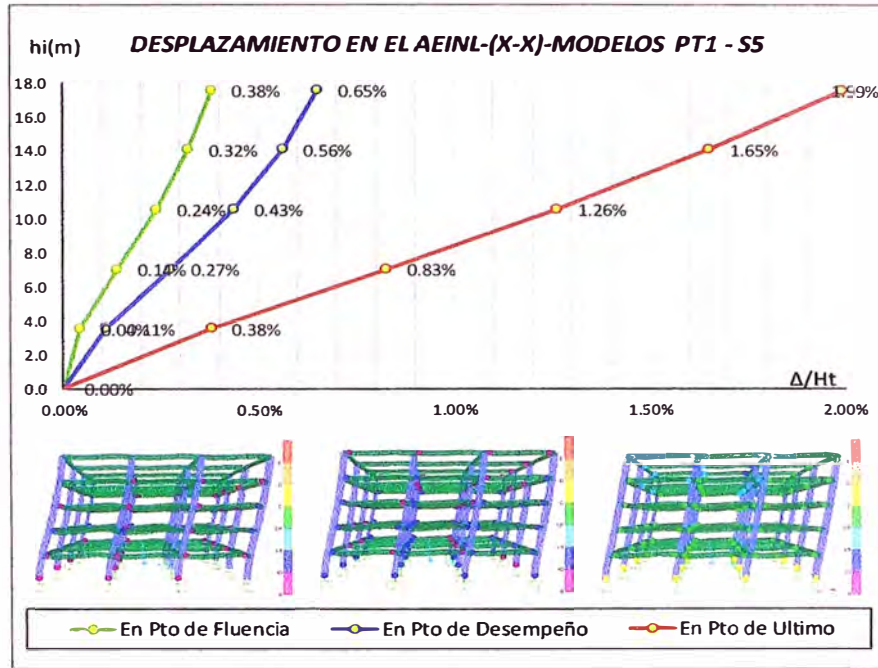


Figura 5.65 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S5

Tabla 43 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S5

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
5	3.50	17.50	66.20	0.378%	0.293%	113.80	0.650%	0.446%	348.63	1.992%	1.709%
4	3.50	14.00	55.95	0.320%	0.408%	98.18	0.561%	0.631%	288.82	1.650%	1.945%
3	3.50	10.50	41.67	0.238%	0.503%	76.10	0.435%	0.808%	220.72	1.261%	2.180%
2	3.50	7.00	24.06	0.137%	0.472%	47.80	0.273%	0.826%	144.41	0.825%	2.238%
1	3.50	3.50	7.55	0.043%		18.88	0.108%		66.07	0.378%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
17.5											

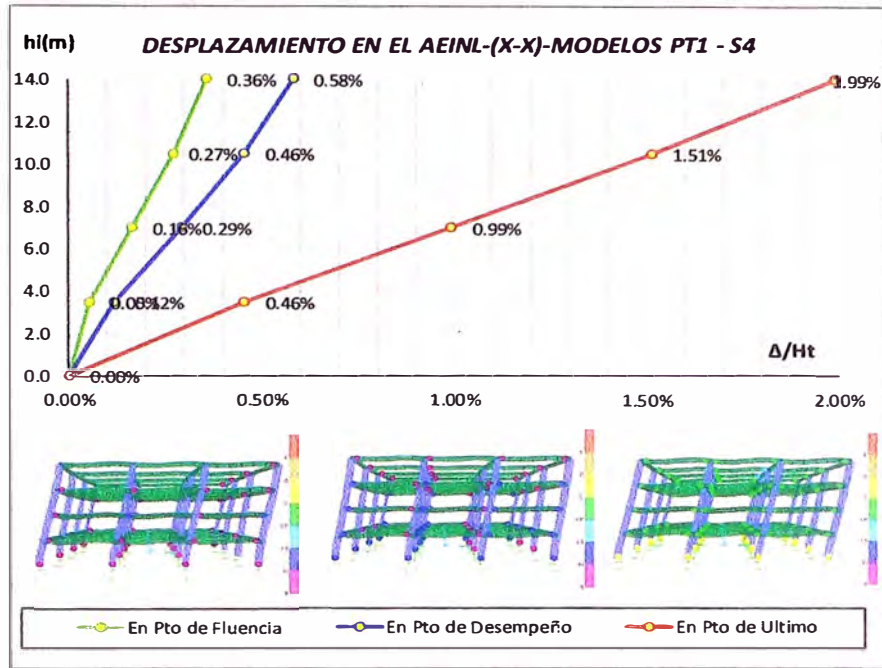


Figura 5.66 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S4

Tabla 44 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S4

Piso (l)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo			
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi	
4	3.50	14.00	50.11	0.358%	0.338%	81.47	0.582%	0.504%	278.64	1.990%	1.910%	
3	3.50	10.50	38.26	0.273%	0.435%	63.82	0.456%	0.651%	211.80	1.513%	2.080%	
2	3.50	7.00	23.05	0.165%	0.442%	41.05	0.293%	0.704%	138.99	0.993%	2.148%	
1	3.50	3.50	7.58	0.054%		16.43	0.117%		63.82	0.456%		
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%		
		14										

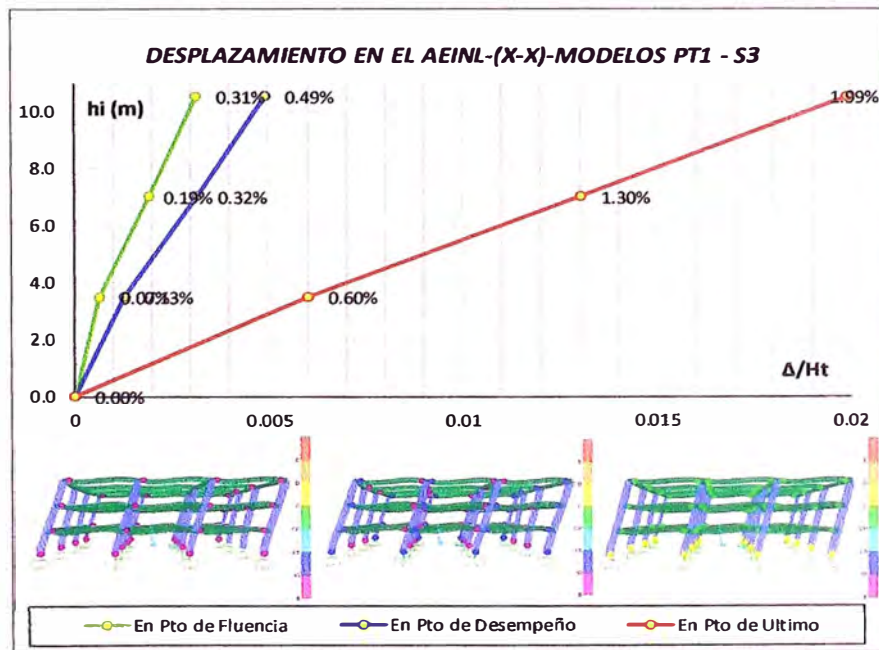


Figura 5.67 Desplazamientos del AEINL del modelo PT1-S4

Tabla 45 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT1-S3

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
3	3.50	10.50	33.00	0.314%	0.361%	51.48	0.490%	0.518%	208.63	1.987%	2.053%
2	3.50	7.00	20.37	0.194%	0.384%	33.34	0.317%	0.570%	136.77	1.303%	2.106%
1	3.50	3.50	6.93	0.066%		13.37	0.127%		63.08	0.601%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	10.5										

5.5.3.3. Desplazamientos y distorsiones en los modelos PT2

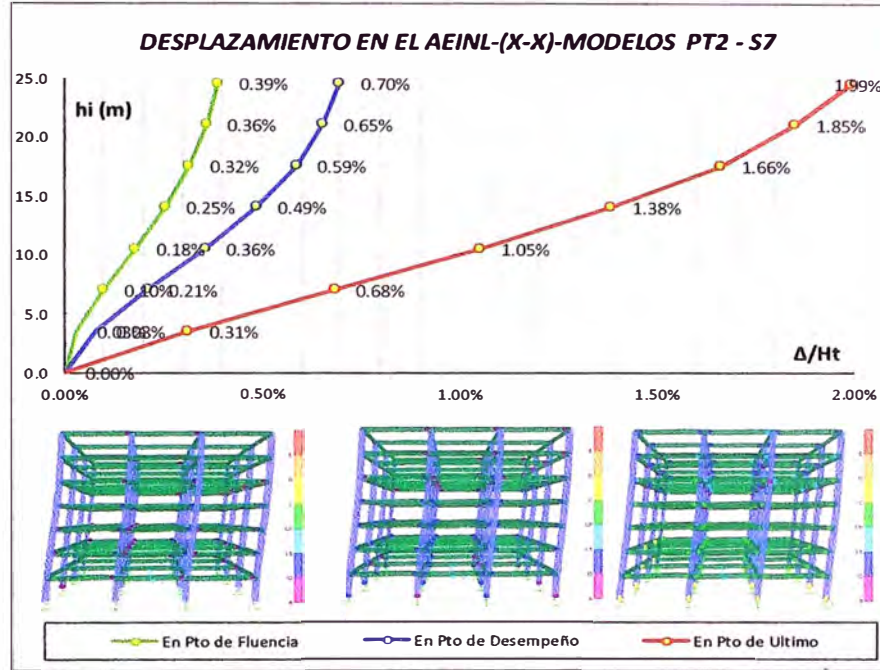


Figura 5.68 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S7

Tabla 46 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S7

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
7	3.50	24.50	95.36	0.389%	0.211%	170.82	0.697%	0.306%	488.63	1.994%	1.004%
6	3.50	21.00	87.96	0.359%	0.306%	160.12	0.654%	0.470%	453.48	1.851%	1.329%
5	3.50	17.50	77.27	0.315%	0.423%	143.68	0.586%	0.699%	406.98	1.661%	1.938%
4	3.50	14.00	62.46	0.255%	0.528%	119.21	0.487%	0.914%	339.16	1.384%	2.333%
3	3.50	10.50	43.99	0.180%	0.570%	87.22	0.356%	1.018%	257.51	1.051%	2.572%
2	3.50	7.00	24.03	0.098%	0.483%	51.59	0.211%	0.927%	167.50	0.684%	2.592%
1	3.50	3.50	7.13	0.029%		19.15	0.078%		76.79	0.313%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	24.5										

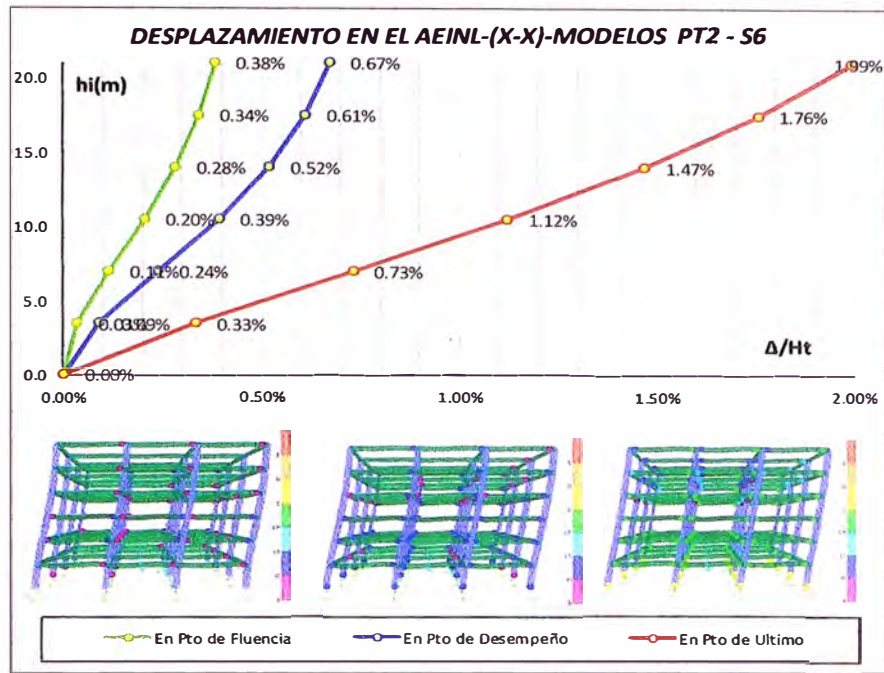


Figura 5.69 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S6

Tabla 47 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S6

Piso (l)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
6	3.50	21.00	80.11	0.381%	0.243%	141.04	0.672%	0.364%	418.63	1.993%	1.428%
5	3.50	17.50	71.61	0.341%	0.350%	128.28	0.611%	0.545%	368.64	1.755%	1.724%
4	3.50	14.00	59.36	0.283%	0.470%	109.20	0.520%	0.769%	308.30	1.468%	2.088%
3	3.50	10.50	42.91	0.204%	0.541%	82.28	0.392%	0.920%	235.21	1.120%	2.341%
2	3.50	7.00	23.98	0.114%	0.478%	50.10	0.239%	0.884%	153.27	0.730%	2.379%
1	3.50	3.50	7.25	0.035%		19.16	0.091%		70.02	0.333%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	

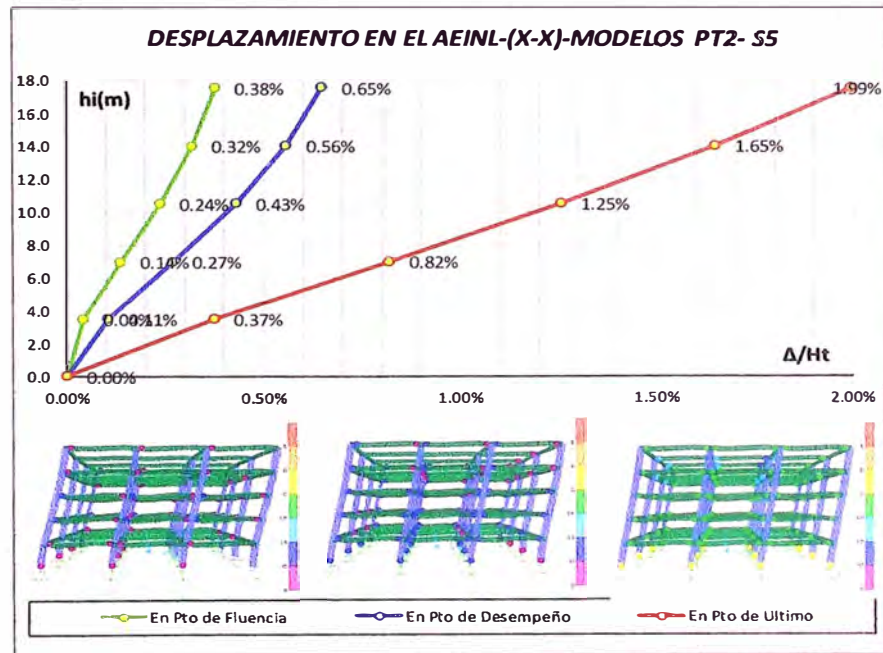


Figura 5.70 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S5

Tabla 48 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S5

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Último		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
5	3.50	17.50	65.82	0.376%	0.293%	113.42	0.648%	0.024%	348.62	1.992%	0.053%
4	3.50	14.00	55.58	0.318%	0.406%	97.48	0.557%	0.637%	288.04	1.646%	1.958%
3	3.50	10.50	41.35	0.236%	0.500%	75.20	0.430%	0.807%	219.49	1.254%	2.180%
2	3.50	7.00	23.84	0.136%	0.468%	46.97	0.268%	0.817%	143.20	0.818%	2.224%
1	3.50	3.50	7.45	0.043%		18.39	0.105%		65.35	0.373%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	17.5										

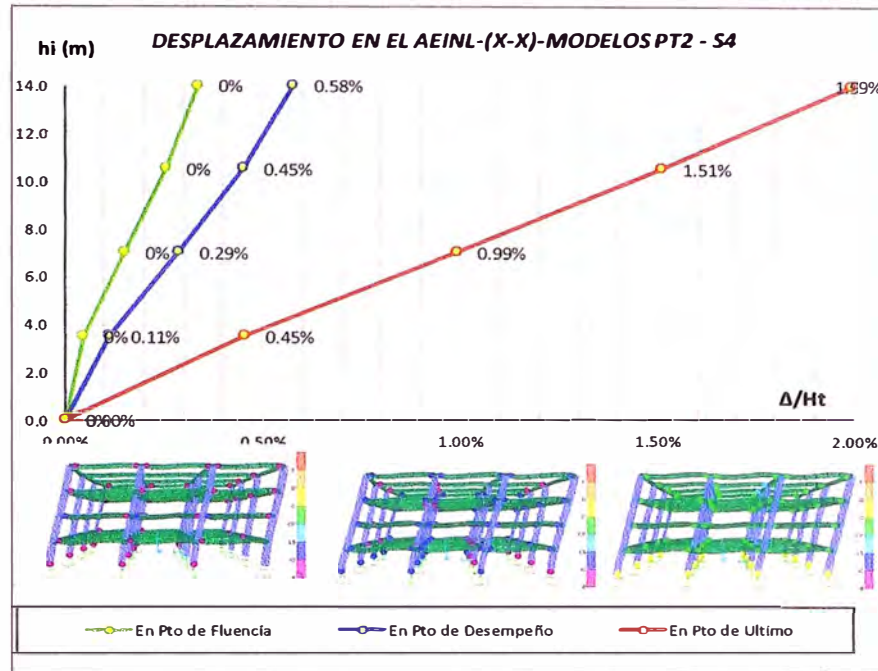


Figura 5.71 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S4

Tabla 49 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S4

Piso (i)	he (m)	hi (m)	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Último		
			Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
4	3.50	14.00	47.14	0.337%	0.323%	80.74	0.577%	0.038%	278.64	1.990%	0.083%
3	3.50	10.50	35.84	0.256%	0.414%	62.91	0.449%	0.649%	211.45	1.510%	2.084%
2	3.50	7.00	21.35	0.152%	0.421%	40.19	0.287%	0.694%	138.51	0.989%	2.143%
1	3.50	3.50	6.63	0.047%		15.92	0.114%		63.49	0.453%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	14										

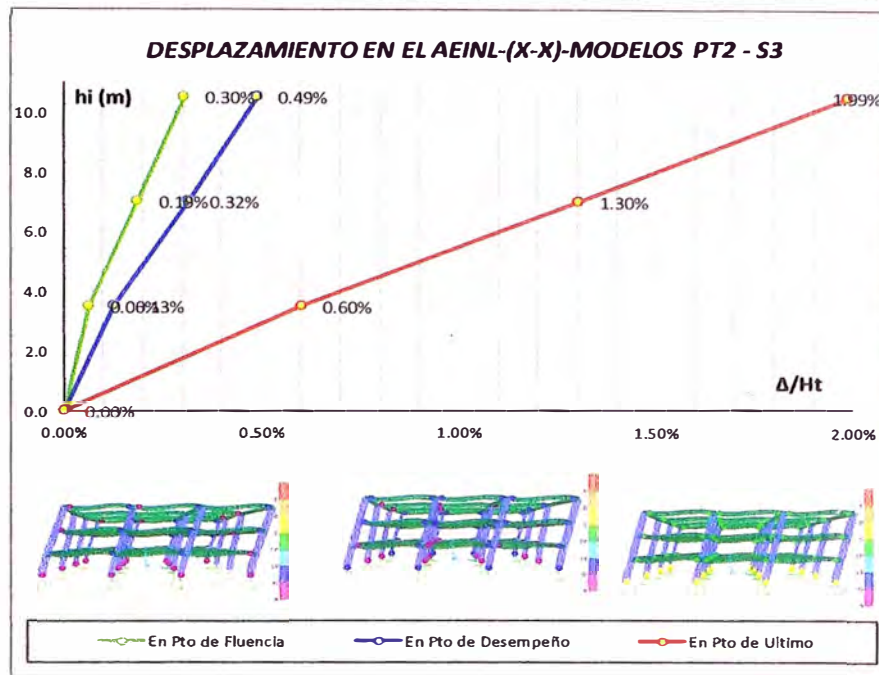


Figura 5.72 Desplazamientos del AEINL del modelo PT2-S3

Tabla 50 Desplazamientos en los puntos de fluencia, desempeño y último en PT2-S3

Piso (l)	he (m)	hi (m)	hi/Ht	En Pto de Fluencia			En Pto de Desempeño			En Pto de Ultimo		
				Ux_y (mm)	Ux_y/Ht	Deriva Δx = Ux_y/hi	Ux_efec (mm)	Ux_efec/Ht	Deriva Δx = Ux_efec/hi	Ux_u (mm)	Ux_u/Ht	Deriva Δx = Ux_u/hi
3	3.50	10.50	1.00	32.01	0.305%	0.352%	51.33	0.489%	0.057%	208.63	1.987%	0.140%
2	3.50	7.00	0.67	19.71	0.188%	0.373%	33.19	0.316%	0.568%	136.81	1.303%	2.105%
1	3.50	3.50	0.33	6.66	0.063%		13.29	0.127%		63.14	0.601%	
Σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000%		0.00	0.000%		0.00	0.000%	
	10.5											

5.5.4. Estado de las rotulas plásticas.

Se han extraído los reportes del estado de las rotulas durante el AEINL, que proporciona programa SAP2000, para cada modelo, en el que se encuentran las rotulas plásticas, cuando han llegado al punto de capacidad ultima. Una muestra del reporte que proporciona el programa se muestra en el Anexo 5. A continuación, se muestra el cuadro resumen en la Tabla 51. o en la Figura 5.74 hasta Figura 5.76

En la Figura 5.73, se describe una relación bilineal desde A (componente sin carga) en un rendimiento efectivo B, seguida de una reducción de rigidez lineal entre los puntos B y C, seguida de una repentina reducción de resistencia lateral en el punto D, continuando hasta una reducida resistencia lateral en el punto E y una perdida total de resistencia.

Los puntos IO, LS, CP son usados como criterios aceptables de formación de rotulas plásticas, donde significan LS: Seguridad de Vida, IO: Ocupación inmediata y CP: Prevención de colapso.

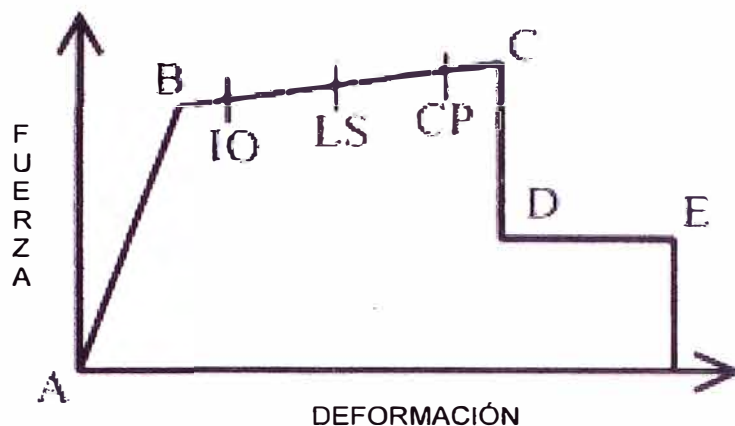


Figura 5.73 Generalización de la fuerza y deformación de elementos de concreto

Tabla 51 Tabla resumen del estado de rotulas plásticas para cada modelo analizado

			MODELO RC		MODELO PT1		MODELO PT2		Total	
			Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%		
S7	Vigas	A to IO	84	50%	94	50%	84	50%	168	
		LS to CP	36	21%	26	21%	36	21%		
		>CP	48	29%	48	29%	48	29%		
	Columnas	A to IO	208	93%	203	76%	208	76%		224
		LS to CP	0	0%	5	0%	0	0%		
		>CP	16	7%	16	24%	16	24%		
S6	Vigas	A to IO	72	50%	72	92%	72	92%	144	
		LS to CP	24	17%	26	1%	26	1%		
		>CP	48	33%	46	8%	46	8%		
	Columnas	A to IO	176	92%	176	50%	176	50%		192
		LS to CP	1	1%	0	17%	0	17%		
		>CP	15	8%	16	33%	16	33%		
S5	Vigas	A to IO	60	50%	60	50%	60	50%	120	
		LS to CP	18	15%	14	15%	8	15%		
		>CP	42	35%	46	35%	52	35%		
	Columnas	A to IO	144	90%	144	83%	144	83%		160
		LS to CP	0	0%	0	0%	0	0%		
		>CP	16	10%	16	17%	16	17%		
S4	Vigas	A to IO	48	50%	48	50%	48	50%	96	
		LS to CP	6	6%	2	15%	0	15%		
		>CP	42	44%	46	35%	48	35%		
	Columnas	A to IO	112	88%	112	90%	112	90%		128
		LS to CP	1	1%	0	0%	0	0%		
		>CP	15	12%	16	10%	16	10%		
S3	Vigas	A to IO	36	50%	36	50%	36	50%	72	
		LS to CP	0	0%	0	0%	0	0%		
		>CP	36	50%	36	50%	36	50%		
	Columnas	A to IO	80	83%	80	83%	80	83%		96
		LS to CP	3	3%	0	3%	0	3%		
		>CP	13	14%	16	14%	16	14%		

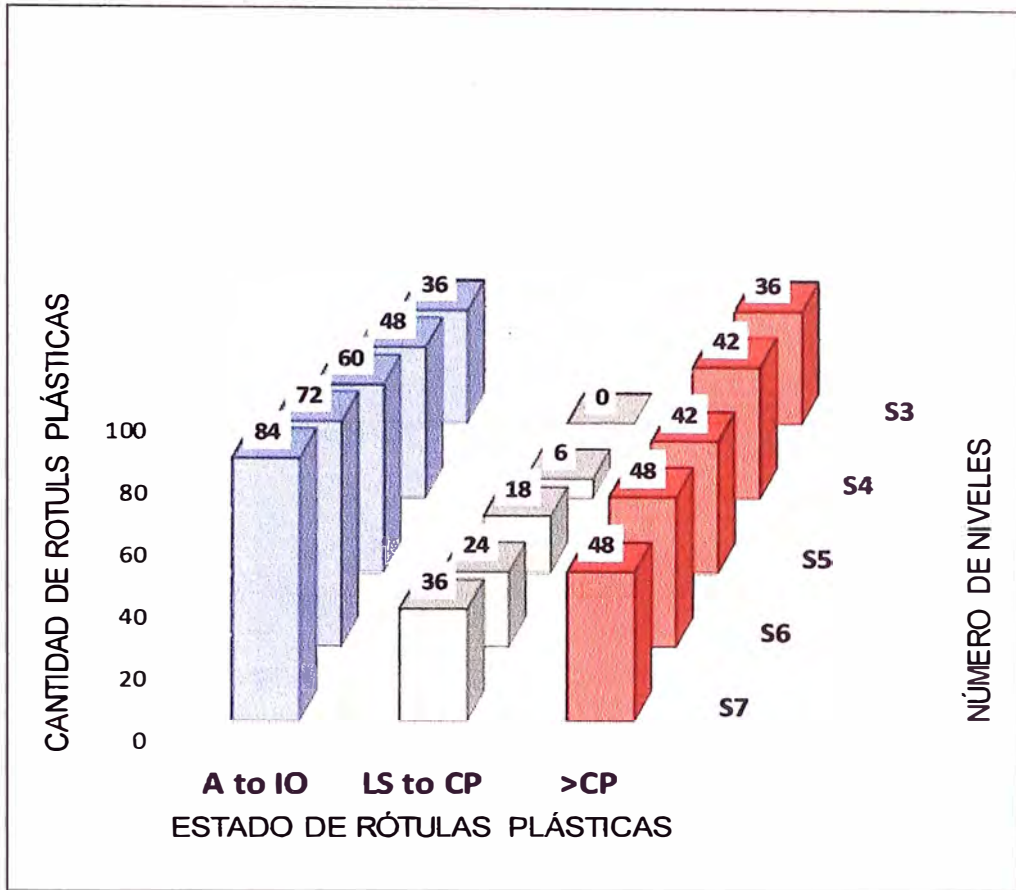


Figura 5.74 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo RC

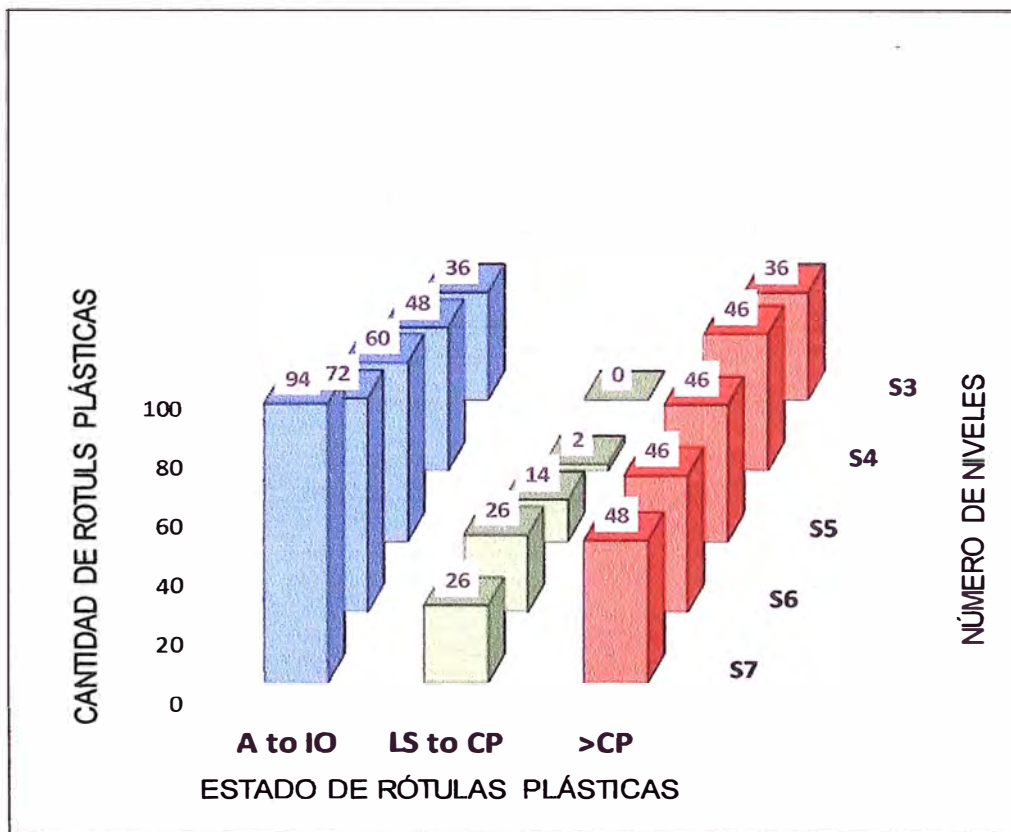


Figura 5.75 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo PT1

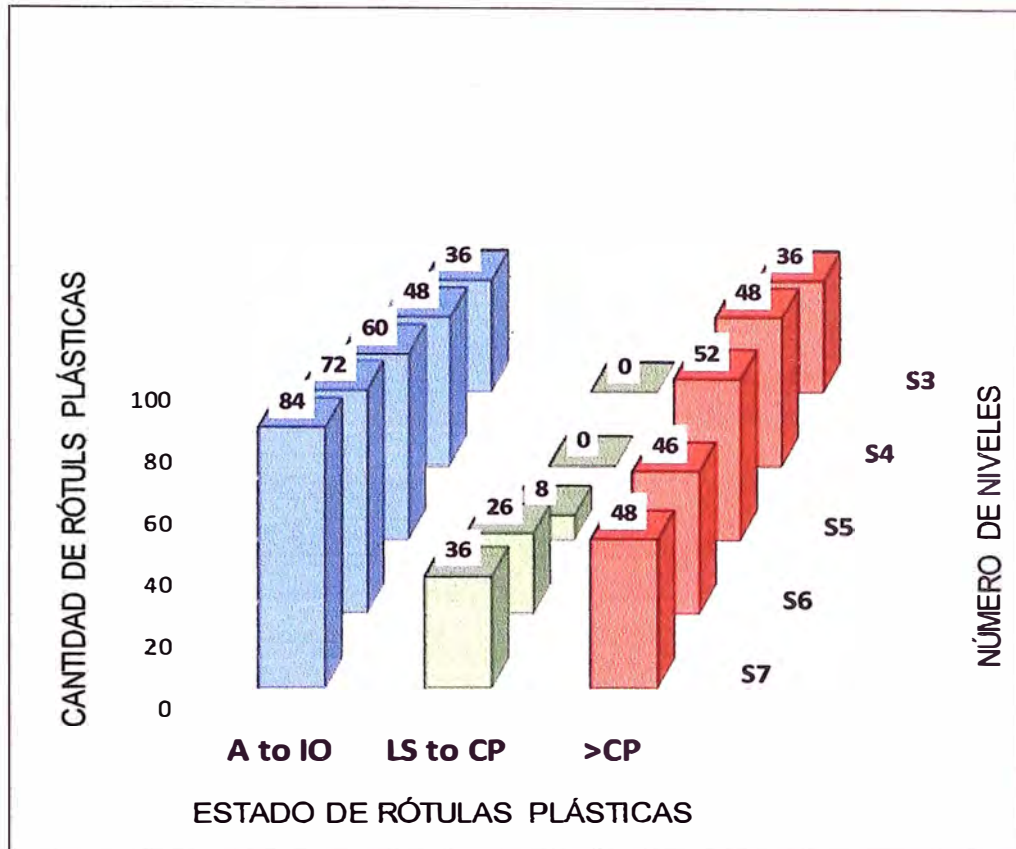


Figura 5.76 Estado de rotulas plásticas de vigas en los Modelo PT1

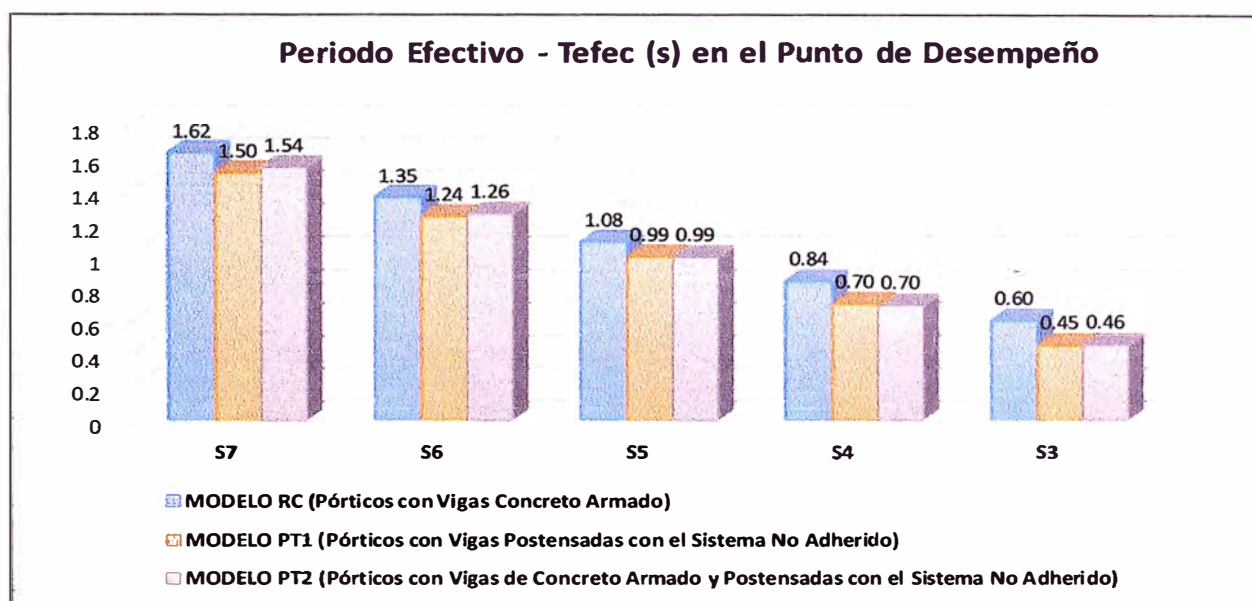
Los siguientes resultados comparativos extraídos de los reportes para cada de los modelos RC, PT1 y PT2. Viéndose que el número total de rotulas no difieren en mucho a los pórticos de concreto armado convencional, sin embargo, en el piso 07 se puede que hay menos rotulas plásticas entre que han sobrepasado nivel de ocupación inmediata (IO) (comparando modelo RC Y PT1)

CONCLUSIONES

Se ha realizado el análisis y diseño de una edificación aporticada con vigas de concreto armado, vigas postensadas con el sistema no adherido y con ambos tipos de vigas mediante un análisis estático incremental no lineal de los modelos RC, PT1 y PT2 respectivamente, y se han encontrado los siguientes valores en relación al periodo, derivas, cortante basal y ductilidad:

- **En relación a los periodos efectivos (T_{efec}) en el punto de desempeño**

El periodo efectivo encontrado en los modelos muestra claramente que cuando estos son sometidos a un sismo de diseño el periodo de los pórticos postensados resulta ser ligeramente menor el de estructuras de concreto armado convencional, al tener los elementos sismorresistentes las mismas dimensiones se observa que la rigidez lateral de se incrementa como consecuencia del presfuerzo.

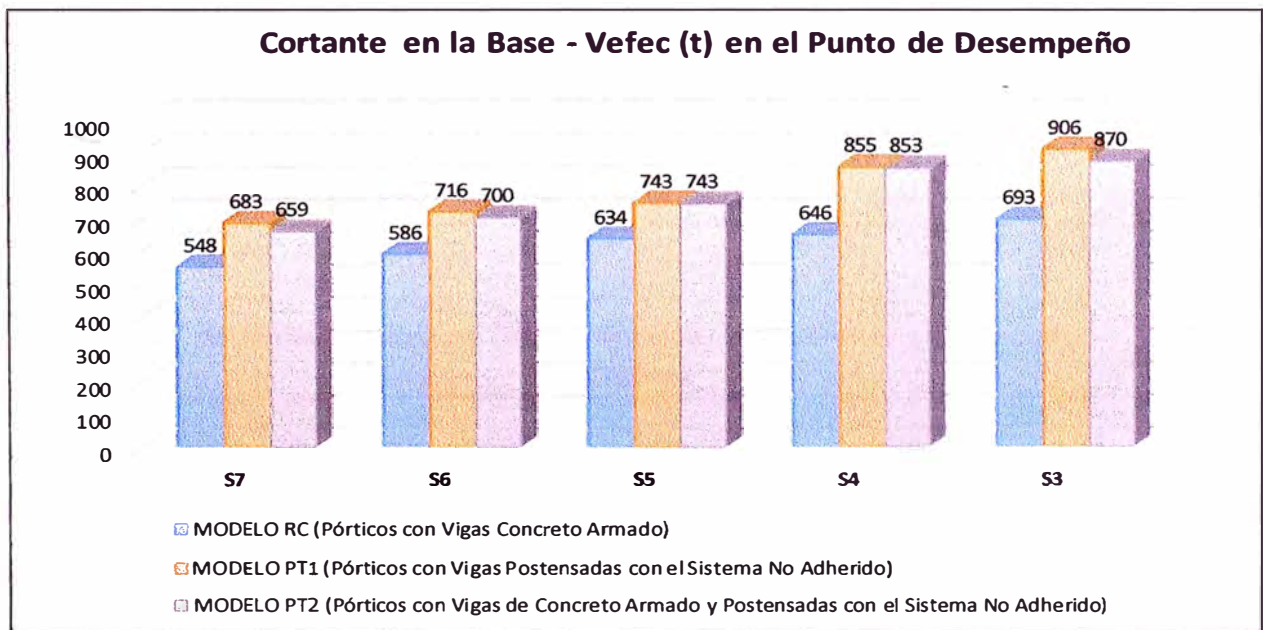
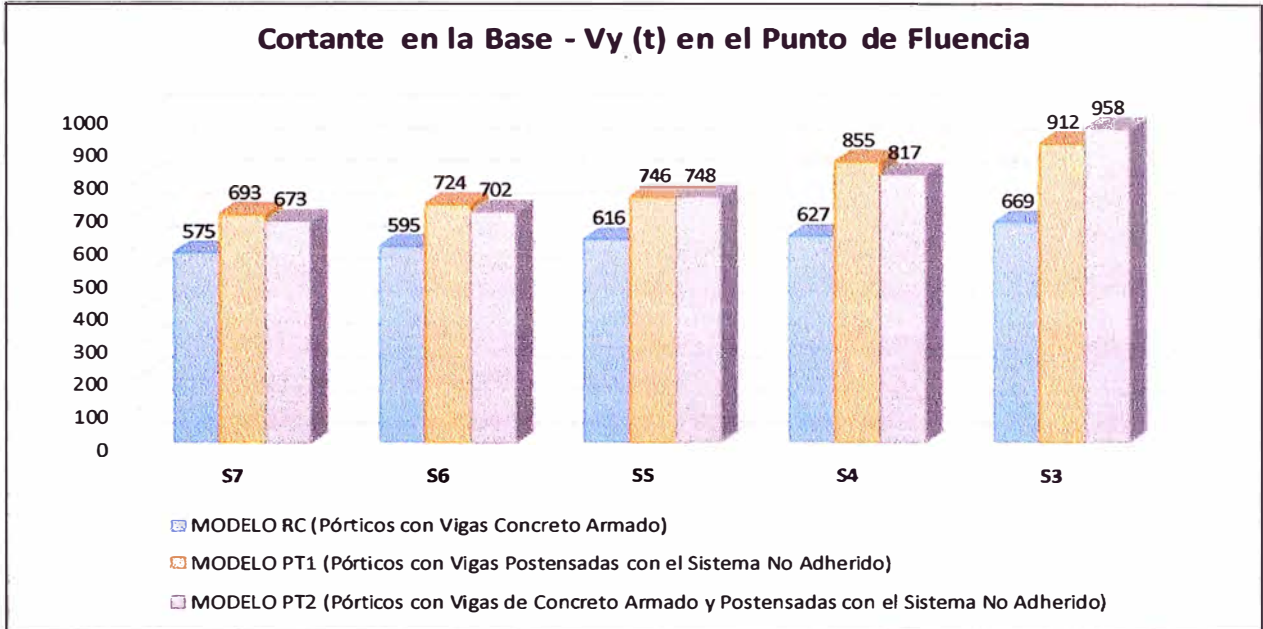


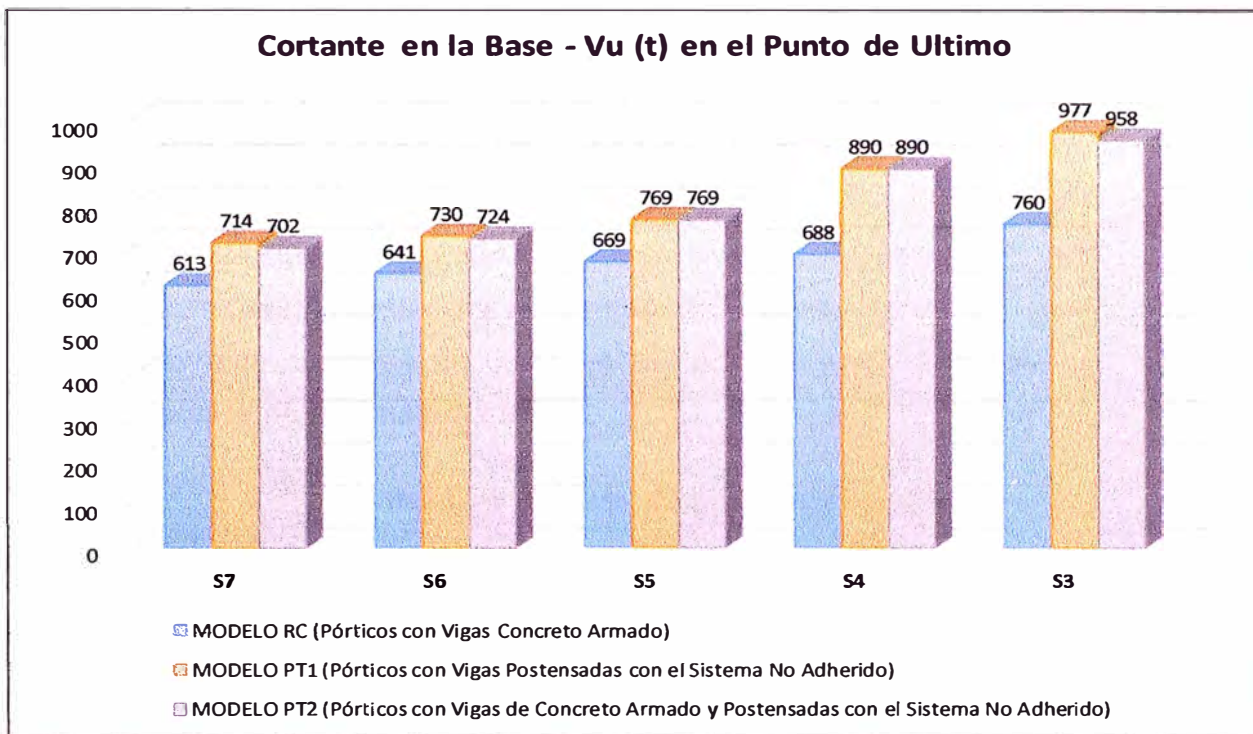
Asimismo, el periodo efectivo resulta ser mayor al periodo natural de la estructura considerando las rigideces constantes o en el rango elástico, lo cual implica que existe una diferencia entre considerar un análisis elástico y uno no lineal, donde se consideran las rigideces efectivas de cada elemento, como es en la realidad.

Pisos	Periodo de Vibracion			
	Elastico T (s)	Inelastico T_{efec} (s)		
	T (s)	RC (s)	PT1 (s)	PT2 (s)
S7	1.140	1.621	1.501	1.535
S6	0.954	1.350	1.236	1.255
S5	0.770	1.081	0.992	0.992
S4	0.590	0.841	0.703	0.698
S3	0.418	0.598	0.451	0.456

• **En relación a la fuerza cortante en la base de la edificación**

La fuerza cortante en la base de las edificaciones con pórticos postensados en el punto fluencia, desempeño y último resultan ser mayores que aquellos conformados por pórticos de concreto armado convencional como se muestra:



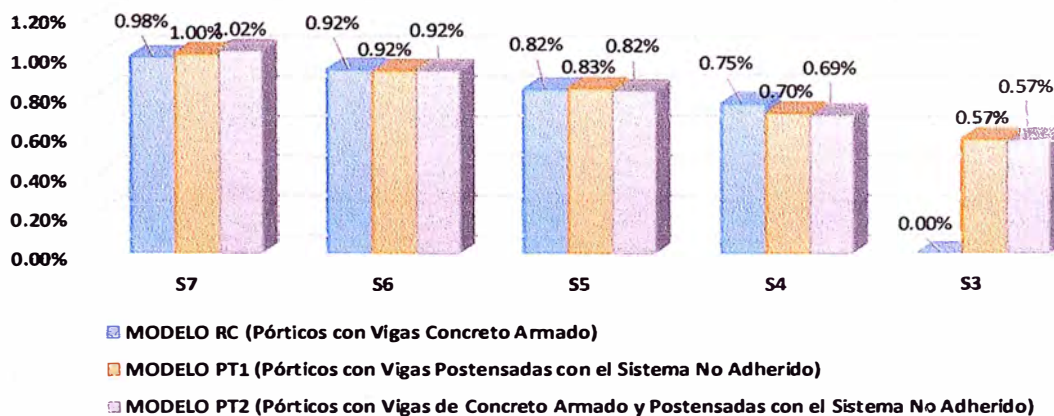


Se puede concluir que el efecto del presfuerzo hace que los elementos adquieran una mayor resistencia hasta que la estructura llega al punto de colapso.

- **En relación a la distorsión de máxima entrepiso**

Se muestra a continuación la distorsión de un máxima de un entrepiso en el punto de desempeño que se puede encontrar en cada modelo. Son muy similares en las edificaciones con 4 niveles a más, lo cual puede indicar que los niveles de daño en las estructuras son similares.

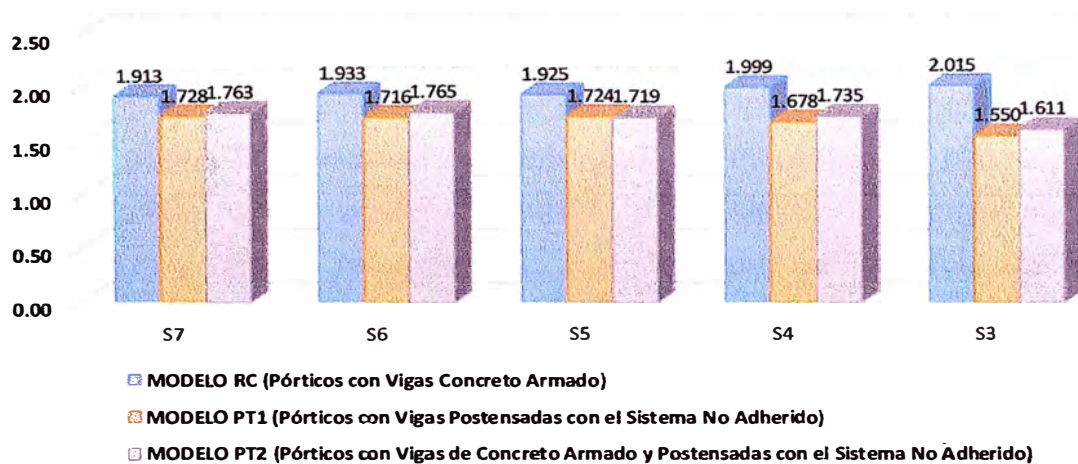
Máxima Distorsión de entrepiso en el Punto de Desempeño (Yefec)



• **Ductilidad de las edificaciones**

Las edificaciones de pórticos con vigas de concreto armado poseen mayor ductilidad que las edificaciones de pórticos con vigas de concreto postensado no adherido. Estas edificaciones tienen elementos de las mismas dimensiones, el presfuerzo hace que la estructura sea menos dúctil, sin embargo, empleando las consideraciones estipuladas por la normativa, ésta no es demasiado diferente a lo que reportan sus similares en concreto armado, ya que el refuerzo convencional proporcionado le otorga más ductilidad.

Ductilidad en el Punto de Desempeño (μ_{efec})



• **Niveles de daño**

Se han evaluado los niveles de daño en función al estado de las rotulas cuando ha el punto de colapso último y se tiene que para el Modelo PT1-S7, de porticos postensados, la cantidad de rotulas plásticas permanecen menos dañadas que los pórticos de Modelo RC, pórticos de concreto armado.

RECOMENDACIONES

- Al emplear sistema postensado para soportar de cargas gravedad y laterales, se busca que el acero de presfuerzo no sufra altos esfuerzos locales como consecuencia de las cargas cíclicas durante un evento sísmico. Algunos diseñadores escogen emplear el cable de presfuerzo adherido, pero deben colocar el centro de gravedad de los tendones en las posibles zonas de formación de rótulas plásticas, dentro del núcleo de compresiones (tercio central), sin embargo, esto no permite aprovechar completamente el postensado, generar una mayor carga balanceada debido a una mayor flecha para soportar cargas de gravedad mayores.

Ante ello, en el sistema de postensado no adherido se puede desarrollar el perfil parabólico idóneo para soportar las cargas gravitacionales y al no estar adherido al concreto posee la capacidad de redistribuir los esfuerzos en toda su longitud manteniendo la fuerza postensora durante el sismo, proporcionando a la estructura una mayor redundancia. Por lo que se recomienda su uso generalmente cuando el pórtico pertenece al sistema resistente de cargas gravitacionales y sísmicas

- La cantidad de acero de presfuerzo debe estar limitado por los niveles de pre compresión que puede haber en las regiones de una alta probabilidad de formación de rótulas plásticas. Ya que mayores niveles de compresión harán menos dúctiles las rotulas.
- Se ha de considerar la contribución de un 25% del acero de presfuerzo no adherido durante el diseño por cargas sísmicas y se ha de colocar la cantidad de acero de refuerzo necesario para cumplir con los requerimientos de diseño por rotura según las recomendaciones del ACI 318.
- En nuestra normativa del RNE E.060 se hace menester incluir las recomendaciones del ACI 318-14 como una guía para asegurar que los ingenieros que emplean estos sistemas postensados consideren los requerimientos necesarios a fin de que se puedan tener pórticos lo suficientemente dúctiles.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1) **ACI 318**. "Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural (ACI318-S14)", American Concrete Institute, Michigan, 2014.
- 2) **ACI 423.3R-05**. "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons", Michigan, 2005.
- 3) **ADAPT**. "ADAPT-PT/RC 2017 Manual, California, 2017
- 4) **ATC 40**. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", California Seismic Safety Commission, Volume 01 Reedwood City, California 1996
- 5) **AGUIAR, R**. "Factor de Reducción de las Fuerzas Sismicas en Edificios de Hormigón Armado sin Muros de Corte", A.H. Barbat, Barcelona, 2007.
- 6) **AALAMI B**. "Load Balancing: A Comprehensive Solution to Postensioning", ACI Structural Journal, 1990.
- 7) **AALAMI, B**. "Design Fundamentals Postensioned Concrete Floors", Primera Edición, PTI, Michigan 1999.
- 8) **AALAMI, B**. "Earthquake/Wind Design/Performance of Post-Tensioned Buildings", Analysis and Desing of Postensioning Building - ADAPT, Lima 2013.
- 9) **AALAMI B**. "Prestresing Losses and Elongation Calculation", Technical Note 009 Structural Concrete Software System - ADAPT, California 2007.
- 10) **AALAMI, B**. "Shortening Calculation of Postensioned Floor System", Technical Note 292 Structural Concrete Software System - ADAPT, California 2007.
- 11) **BOZZO, L. M**. "Diseño Sismoresistente de Estructuras", Segunda Edición, ICG, Lima 2008.
- 12) **BURGOS, M**. "Tesis: Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" de edificaciones aporticadas de concreto armado para ser Incorporada en la Norma E 060 como alternativa de diseño", UNI, LIMA 2007.
- 13) **FREYERMUTH, C**. "Structural Integrity of Building Constructed with Unbonded Tendon", ACI, Michigan 1989.
- 14) **FEMA 356**. "Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA, Washington, D.C, 2000.
- 15) **CHOPRA, A .K GOEL, R**, "Capacity-Demand diagram methods based on elastic desing spectrum", Proceodings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zeland, 2000.
- 16) **NAWY E**. "Prestressed Concrete: A Fundamental Approach", Editorial Pearson Prentice, Quinta Edición, New Jersey, 2006.

- 17) **MINISTERIO DE VIVIENDA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA.**
“Guia Práctica para el Diseño de Estructuras de Concreto de Hormigón Armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”, Editorial Activa, Quito, 2005.
- 18) **ESCAMILLA, M.** “Estudio Comparativo de las Tendencias actuales del Método de Empujón para Evaluación de Estructuras Reticulares”, Instituto de Ingeniería UNAM, Mexico, 2010.
- 19) **PARK R, PAULAY, T** “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial Limusa, Cuarta Edición, Ciudad de Mexico, 1988.
- 20) **REINOSO, E., RODRIGUEZ, M. Y BETANCOURT, R.,** “Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas”, Instituto de Ingeniería UNAM, 2000.
- 21) **PTI,** “Guide for Desing of Post-Tensioned Building”, Post-Tensioning Institute, Michigan, 2011.
- 22) **PTI,** “Post-Tensioned Manual”, Post-Tensioning Institute, Sexta Edición, Michigan, 2006.
- 23) **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES,** “Norma E 060 Concreto Armado”, Lima, 2009.
- 24) **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES,** “Norma E 030 Diseño Sismoresistente”, Lima, 2016.
- 25) **SANTANA, R.** “Desempeño Sísmico de Estructuras de Albañilería Confinada, UNI, Lima, 2016.
- 26) **SEAOC.** “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, SEAOC-Vision 2000- California 1995
- 27) **VILLENA, L,** “Presentación Estructuras de Concreto Presforzado”, Especialistas en Crecimiento Profesional ECOE, Lima, 2017

ANEXOS

1. REPORTE DE DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO POSTENSADAS

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

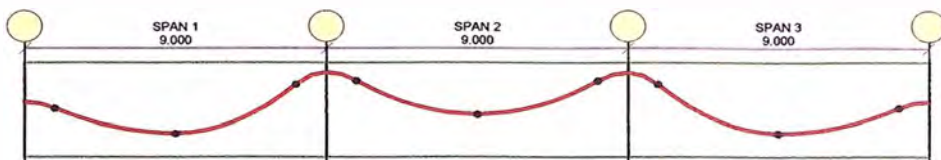
ADAPT-PT Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 18:50 File: VP_INT_P03

1 - PROJECT TITLE: "MODELO PT1-G7"

1.1 Design Strip: Vx_interior_03_(0.40x0.65)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]



3 - TOP REBAR

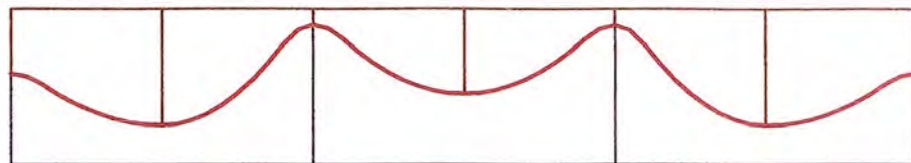
3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers



4 - TENDON PROFILE



4.1 Datum Line

4.2 CGS Distance A [cm]

4.3 Force A [tons]

4.4 Strands A

4.5 Stress A [T/cm²]

4.6 CGS Distance B [cm]

4.7 Force B [tons]

4.8 Strands B

4.9 Stress B [T/cm²]

4.10 CGS Distance C [cm]

4.11 Force C [tons]

4.12 Strands C

4.13 Stress C [T/cm²]

4.14 Force/Width [T/m]

4.15 Precompression P/A [Kg/cm²]

	202.353	214.725	204.674
	31.13	33.03	31.49

5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

5.3 Num. of layers



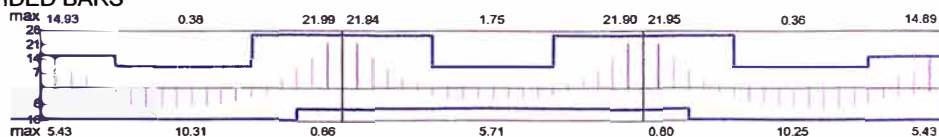
6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]

required

provided



6.2 Bottom Bars

7 - SHEAR STIRRUPS

7.1 ADAPT selected.

Bar Size # 3 Legs: 2

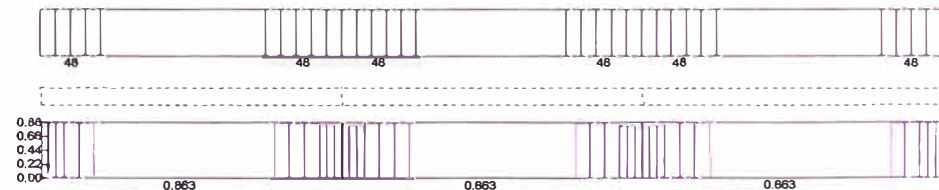
Spacing [cm]

7.2 User-selected

Bar Size # Legs:

7.3 Required area

[cm²/m]



8 - LEGEND

◀ Stressing End

⊥ Dead End

9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear) $f_{pw} = 18.96 \text{ T/cm}^2$

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 7.0 m³

Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 659.3 kg

Average rebar usage = 61.050 kg/m², 93.923 kg/m³

PRESTRESSING STEEL

Total weight of tendon = 153.9 kg

Average tendon usage = 14.247 kg/m², 21.919 kg/m³

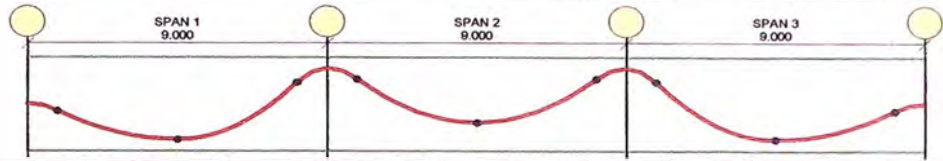
ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

ADAPT-PT Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 18:53 File: VP_INT_P07.2

1 - PROJECT TITLE: "MODELO PT1-G7"

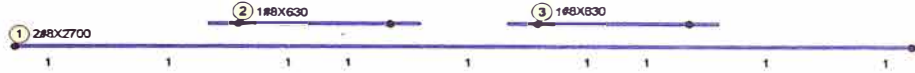
1.1 Design Strip: Vx_interior_07_(0.40x0.60)
1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION
[m]



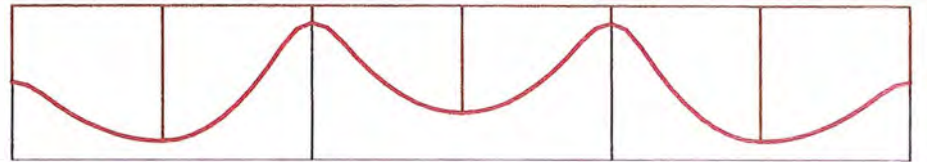
3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected
3.2 ADAPT selected
3.3 Num. of layers



4 - TENDON PROFILE

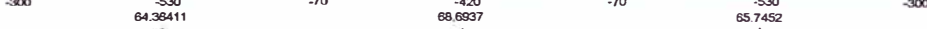
4.1 Datum Line



4.2 CGS Distance A [cm]



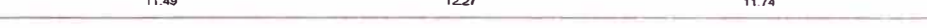
4.3 Force A [tons]



4.4 Strands A



4.5 Stress A [T/cm2]



4.6 CGS Distance B [cm]

4.7 Force B [tons]

4.8 Strands B

4.9 Stress B [T/cm2]

4.10 CGS Distance C [cm]

4.11 Force C [tons]

4.12 Strands C

4.13 Stress C [T/cm2]

4.14 Force/Width [T/m]

4.15 Precompression P/A [Kg/cm2]



5 - BOTTOM REBAR

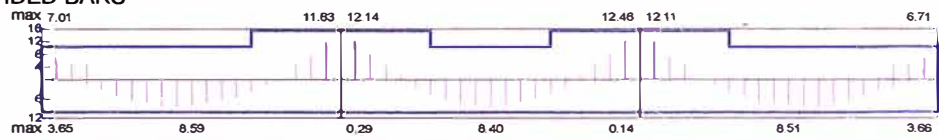
5.1 ADAPT selected
5.2 ADAPT selected
5.3 Num. of layers



6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]
required
provided



6.2 Bottom Bars

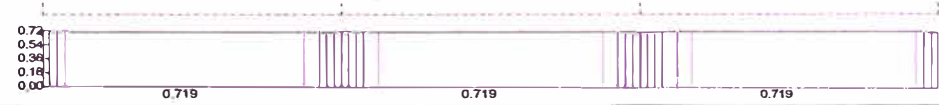
7 - SHEAR STIRRUPS

7.1 ADAPT selected.
Bar Size # 3 Legs: 2
Spacing [cm]



7.2 User-selected
Bar Size # Legs:

7.3 Required area
[cm²/m]



8 - LEGEND

◀ Stressing End ↑ Dead End

9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear) $f_{pu} = 18.96 \text{ T/cm}^2$

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 6.5 m³
Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 479.1 kg
Average rebar usage = 44.361 kg/m², 73.935 kg/m³

PRESTRESSING STEEL

Total weight of tendon = 123.1 kg
Average tendon usage = 11.398 kg/m², 18.997 kg/m³

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

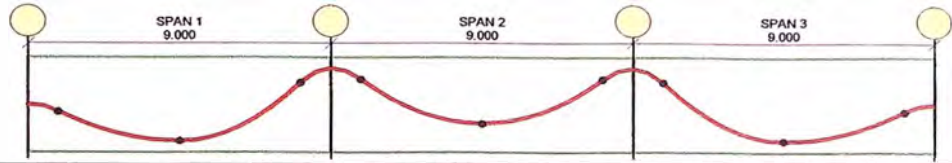
ADAPT-PT Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:18 File: VP_EXT_P03

1 - PROJECT TITLE: "MODELO PT-G7"

1.1 Design Strip: Vx_exterior_03_(0.40x0.60)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]



3 - TOP REBAR

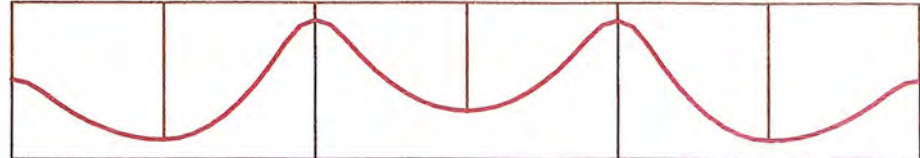
3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers



4 - TENDON PROFILE



4.1 Datum Line

4.2 CGS Distance A [cm]

4.3 Force A [tons]

4.4 Strands A

4.5 Stress A [T/cm²]

-300	-530	-70	-420	-70	-530	-300
	64.3611		68.6908		65.7422	
	4		4		4	
	11.49		12.27		11.74	

4.6 CGS Distance B [cm]

4.7 Force B [tons]

4.8 Strands B

4.9 Stress B [T/cm²]

4.10 CGS Distance C [cm]

4.11 Force C [tons]

4.12 Strands C

4.13 Stress C [T/cm²]

4.14 Force/Width [T/m]

4.15 Precompression P/A [Kg/cm²]

	160.903		171.727		164.356	
	26.82		28.62		27.39	

5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

5.3 Num. of layers



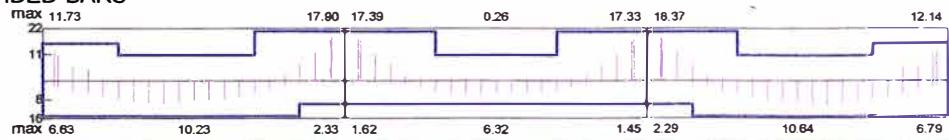
6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]

required

provided



6.2 Bottom Bars



7 - SHEAR STIRRUPS

7.1 ADAPT selected.

Bar Size # 3 Legs: 2

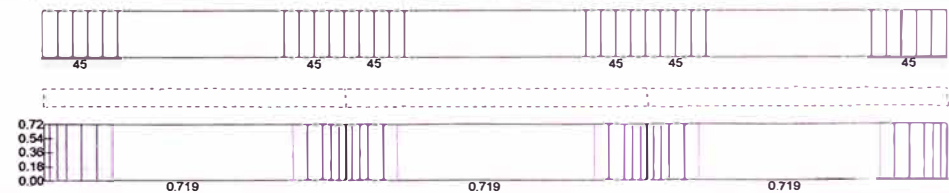
Spacing [cm]

7.2 User-selected

Bar Size # Legs:

7.3 Required area

[cm²/m]



8 - LEGEND

◀ Stressing End

⬇ Dead End

9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear) $f_{pw} = 18.98 \text{ T/cm}^2$

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 6.5 m³

Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 609.1 kg

Average rebar usage = 56.396 kg/m², 93.993 kg/m³

PRESTRESSING STEEL

Total weight of tendon = 123.1 kg

Average tendon usage = 11.398 kg/m², 18.997 kg/m³

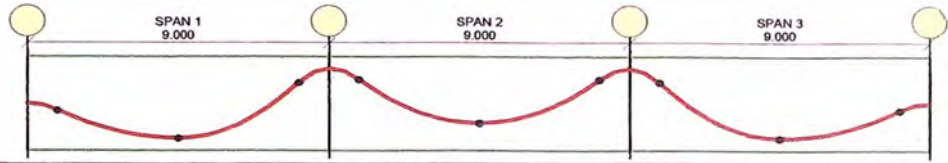
ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

ADAPT-PT Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:21 File: VP_EXT_P07

1 - PROJECT TITLE: "MODELO PT1-G7"

1.1 Design Strip: Vx_exterior_07_(0.40x0.55)
1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]

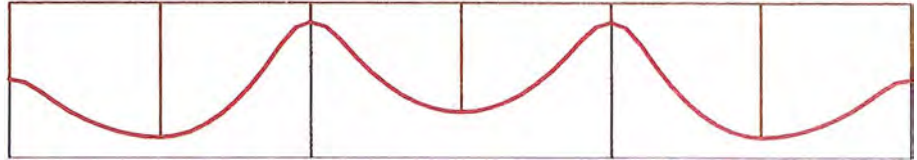


3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected
3.2 ADAPT selected
3.3 Num. of layers



4 - TENDON PROFILE



4.1 Datum Line

4.2 CGS Distance A [cm] -275 -480 -70 -390 -70 -480 -275
4.3 Force A [tons] 49.2561 52.2863 49.931
4.4 Strands A 3 3 3
4.5 Stress A [T/cm²] 11.73 12.45 11.69

4.6 CGS Distance B [cm]
4.7 Force B [tons]
4.8 Strands B
4.9 Stress B [T/cm²]

4.10 CGS Distance C [cm]
4.11 Force C [tons]
4.12 Strands C
4.13 Stress C [T/cm²]

4.14 Force/Width [T/m] 123.140 130.721 124.628
4.15 Precompression P/A [Kg/cm²] 22.39 23.77 22.70

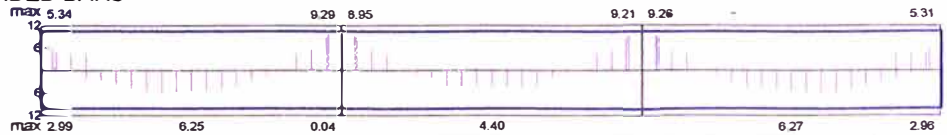
5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected
5.2 ADAPT selected
5.3 Num. of layers



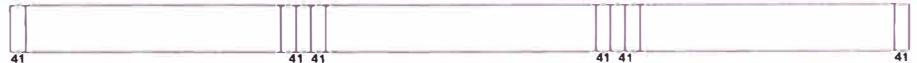
6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars
[cm²]
required
provided



7 - SHEAR STIRRUPS

7.1 ADAPT selected.
Bar Size # 3 Legs: 2
Spacing [cm]



7.2 User-selected
Bar Size # Legs:

7.3 Required area
[cm²/m]



8 - LEGEND

◀ Stressing End ▬ Dead End

9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear) $f_{pu} = 18.96 \text{ T/cm}^2$

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 5.9 m³
Area covered = 10.8 m²

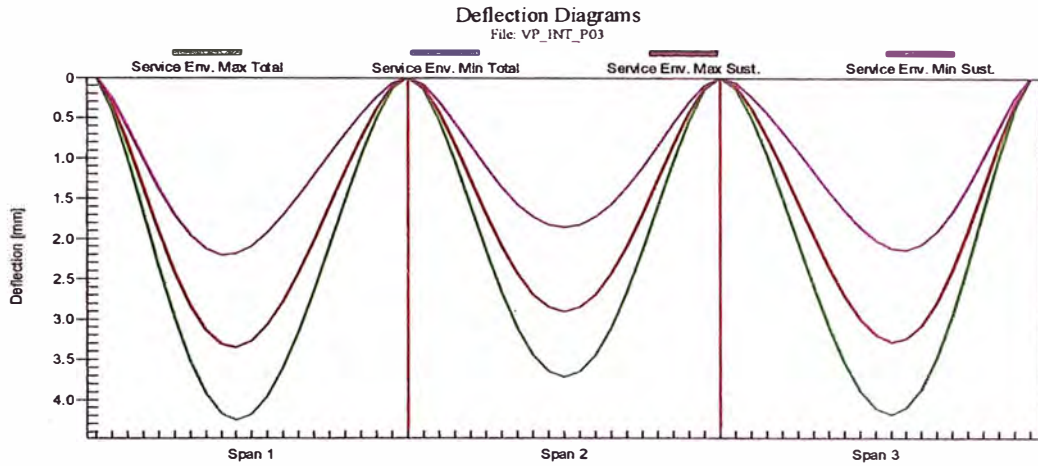
MILD STEEL

Total weight of rebar = 429.1 kg
Average rebar usage = 39.730 kg/m², 72.236 kg/m³

PRESTRESSING STEEL

Total weight of tendon = 92.3 kg
Average tendon usage = 8.549 kg/m², 15.543 kg/m³

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 283.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 2.00$
 Where stresses exceed $1.616(f_c')^{1/2}$ cracking of section is allowed for.
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

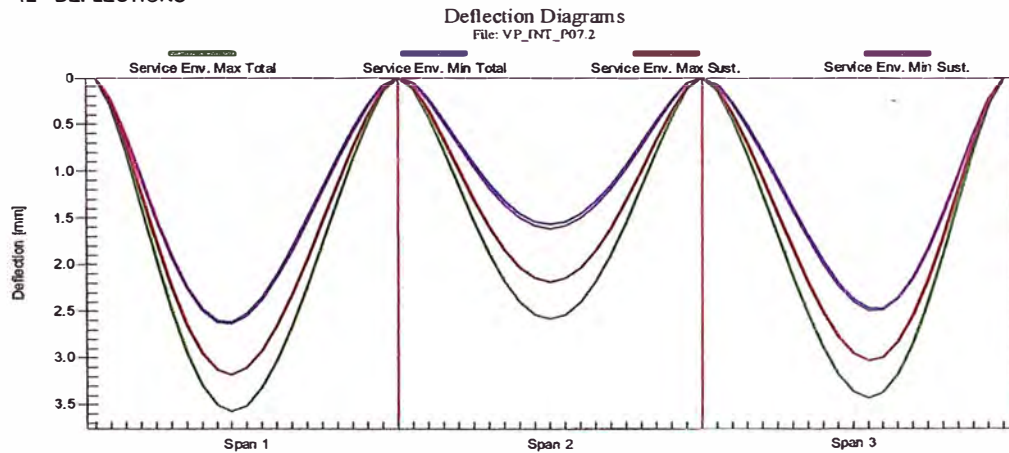
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----				+PT	+CREEP			
1	0.2	0.0	0.1	0.2 (4068)	0.1 (6911)	0.0(*****)	0.3 (2679)	0.4 (2112)
2	0.2	0.0	0.1	0.2 (4822)	0.1 (7748)	0.0(*****)	0.3 (3090)	0.4 (2416)
3	0.2	0.0	0.1	0.2 (4194)	0.1 (6908)	0.0(*****)	0.3 (2737)	0.4 (2147)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----				+PT	+CREEP			
1	0.2	0.0	0.1	0.2 (4068)	0.1 (6911)	0.0(*****)	0.2 (4068)	0.3 (2580)
2	0.2	0.0	0.1	0.2 (4822)	0.1 (7748)	0.0(*****)	0.2 (4822)	0.3 (2972)
3	0.2	0.0	0.1	0.2 (4194)	0.1 (6908)	0.0(*****)	0.2 (4194)	0.3 (2634)

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 283.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 2.00$
 Where stresses exceed $1.616(f_c')^{1/2}$ cracking of section is allowed for.
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

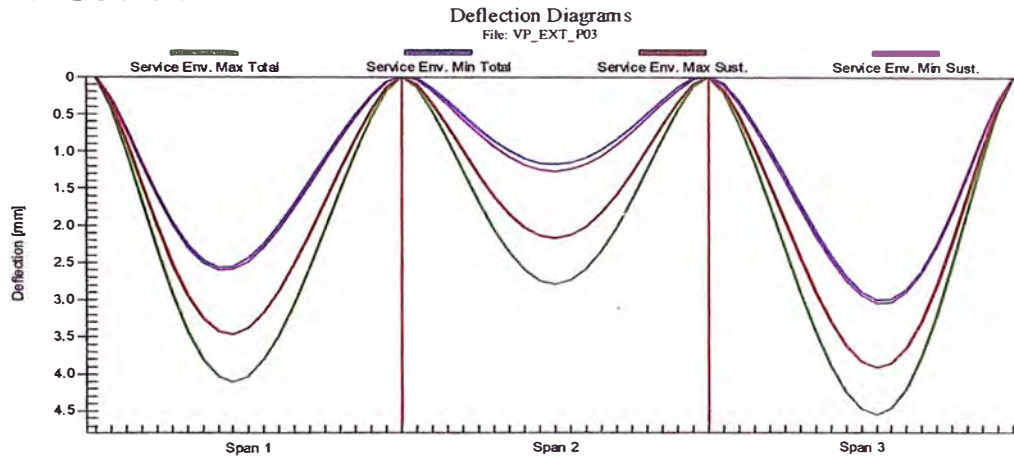
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----				+PT	+CREEP			
1	0.2	0.0	0.1	0.3 (3372)	0.1(15594)	0.0(*****)	0.3 (2830)	0.4 (2516)
2	0.2	0.0	0.1	0.2 (5352)	0.1(15936)	0.0(*****)	0.2 (4110)	0.3 (3481)
3	0.2	0.0	0.1	0.3 (3569)	0.1(15594)	0.0(*****)	0.3 (2968)	0.3 (2624)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----				+PT	+CREEP			
1	0.2	0.0	0.1	0.3 (3372)	0.1(15594)	0.0(*****)	0.3 (3372)	0.3 (2781)
2	0.2	0.0	0.1	0.2 (5352)	0.1(15936)	0.0(*****)	0.2 (5352)	0.2 (4006)
3	0.2	0.0	0.1	0.3 (3569)	0.1(15594)	0.0(*****)	0.3 (3569)	0.3 (2913)

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 282.50 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 2.00$
 Where stresses exceed $1.616(f_c')^{1/2}$ cracking of section is allowed for.
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

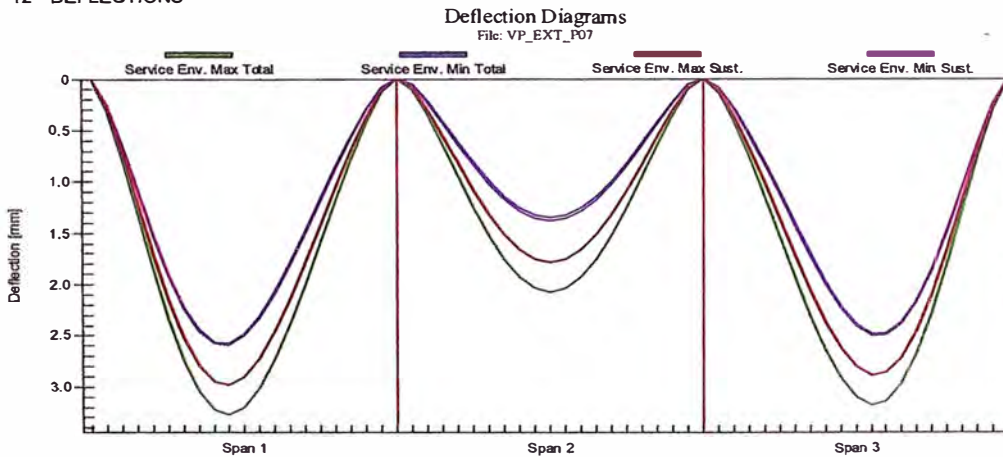
14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>									
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL	
-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	
1	0.1	-0.1	0.1	0.3 (3388)	0.1 (9758)	0.0(*****)	0.3 (2590)	0.4 (2189)	
2	0.1	-0.1	0.0	0.1 (6449)	0.1(10315)	0.0(*****)	0.2 (4127)	0.3 (3224)	
3	0.1	-0.1	0.1	0.3 (2900)	0.1 (9763)	0.0(*****)	0.4 (2295)	0.5 (1974)	

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>									
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL	
-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	
1	0.1	-0.1	0.1	0.3 (3388)	0.1 (9758)	0.0(*****)	0.3 (3388)	0.4 (2524)	
2	0.1	-0.1	0.0	0.1 (6449)	0.1(10315)	0.0(*****)	0.1 (6449)	0.2 (3968)	
3	0.1	-0.1	0.1	0.3 (2900)	0.1 (9763)	0.0(*****)	0.3 (2900)	0.4 (2243)	

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 253.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 2.00$
 Where stresses exceed $1.616(f_c')^{1/2}$ cracking of section is allowed for.
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>									
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL	
-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	
1	0.2	0.0	0.1	0.3 (3444)	0.0(21363)	0.0(*****)	0.3 (3014)	0.3 (2746)	
2	0.2	-0.1	0.0	0.1 (6306)	0.0(22238)	0.0(*****)	0.2 (5024)	0.2 (4338)	
3	0.2	0.0	0.1	0.3 (3572)	0.0(21367)	0.0(*****)	0.3 (3111)	0.3 (2827)	

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>									
SPAN	DL	DL+PT	DL+SDL	DL+SDL+PT	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL	
-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	
1	0.2	0.0	0.1	0.3 (3444)	0.0(21363)	0.0(*****)	0.3 (3444)	0.3 (2972)	
2	0.2	-0.1	0.0	0.1 (6306)	0.0(22238)	0.0(*****)	0.1 (6306)	0.2 (4513)	
3	0.2	0.0	0.1	0.3 (3572)	0.0(21367)	0.0(*****)	0.3 (3572)	0.3 (3067)	

2. REPORTE DE DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

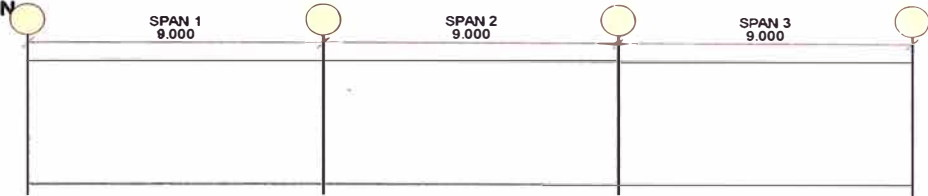
ADAPT-RC Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:25 File: VRC_INT_P03

1 - PROJECT TITLE: "MODELO RC -G7"

1.1 Design Strip: Vx_interior_03_(0.40x0.65)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]

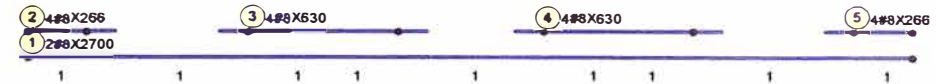


3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers

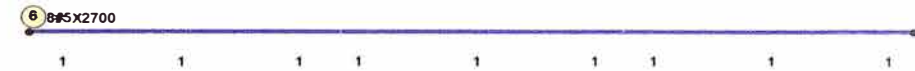


5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

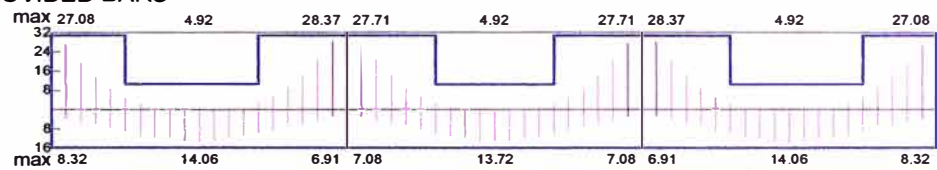
5.3 Num. of layers



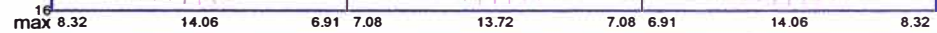
6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]
required
provided



6.2 Bottom Bars



7 - SHEAR STIRRUPS

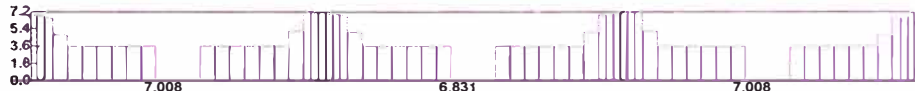
7.1 ADAPT selected.
Bar Size # 3 Legs: 2
Spacing [cm]



7.2 User-selected
Bar Size # Legs:



7.3 Required area
[cm²/m]



9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear)

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 7.0 m³

Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 834.4 kg

Average rebar usage = 77.258 kg/m², 118.858 kg/m³

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

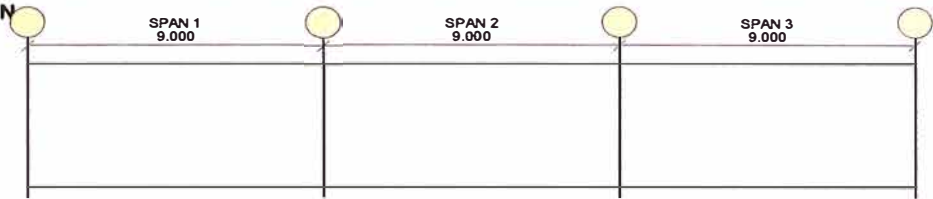
ADAPT-RC Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:31 File: VRC_INT_P07

1 - PROJECT TITLE: "MODELO RC -G7"

1.1 Design Strip: Vx_interior_07_(0.40x0.60)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]



3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers

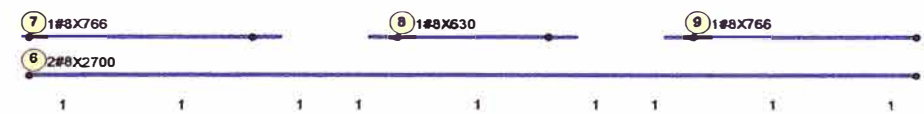


5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

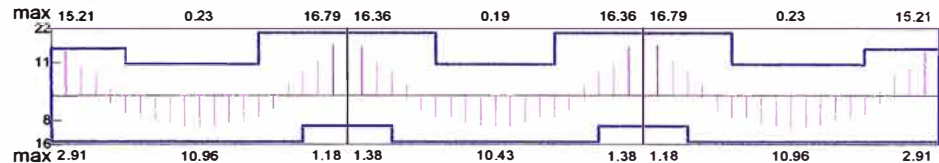
5.3 Num. of layers



6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]
 required
 provided



6.2 Bottom Bars

7 - SHEAR STIRRUPS

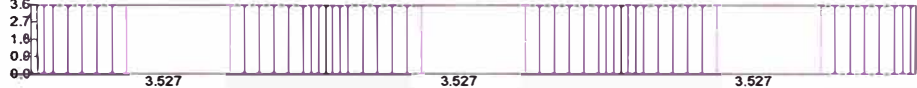
7.1 ADAPT selected.
 Bar Size # 3 Legs: 2
 Spacing [cm]



7.2 User-selected
 Bar Size # Legs:



7.3 Required area
 [cm²/m]



9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear)

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 6.5 m³

Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 634.4 kg

Average rebar usage = 58.736 kg/m², 97.894 kg/m³

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

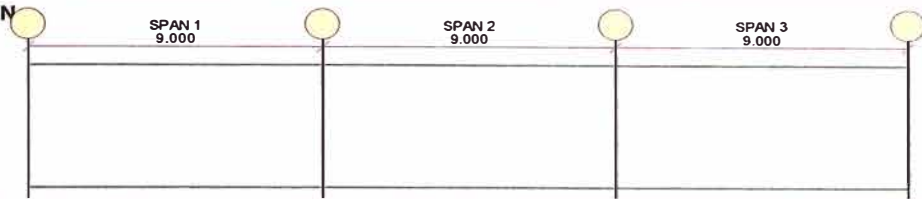
ADAPT-RC Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:36 File: VRC_EXT_P03

1 - PROJECT TITLE: "MODELO RC -G7"

1.1 Design Strip: Vx_exterior_03_(0.40x0.60)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]



3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers

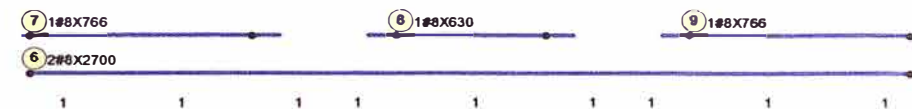


5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

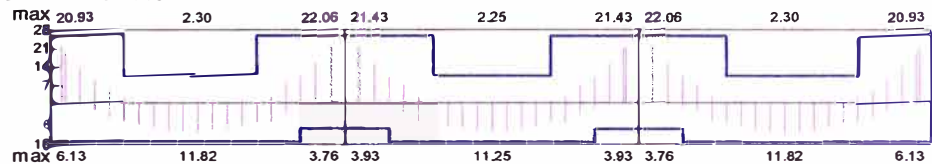
5.3 Num. of layers



6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

[cm²]
required
provided



6.2 Bottom Bars

7 - SHEAR STIRRUPS

7.1 ADAPT selected.

Bar Size # 3 Legs: 2
Spacing [cm]



7.2 User-selected
Bar Size # Legs:



7.3 Required area
[cm²/m]



9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear)

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 6.5 m³

Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 722.5 kg

Average rebar usage = 66.894 kg/m², 111.490 kg/m³

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM

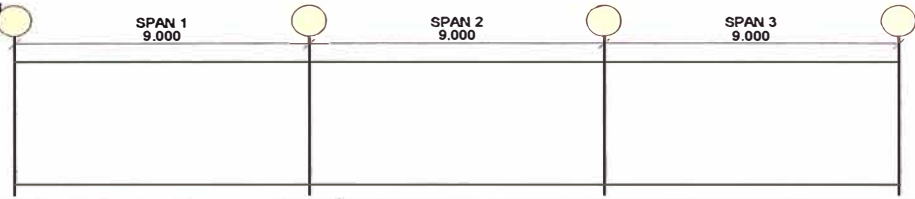
ADAPT-RC Version 2017 Date: 09 - 20 - 2018 Time: 19:39 File: VRC_EXT_P07

1 - PROJECT TITLE: "MODELO RC -G7"

1.1 Design Strip: Vx_exterior_07_(0.40x0.55)

1.2 Load Case: Envelope

2 - MEMBER ELEVATION [m]



3 - TOP REBAR

3.1 ADAPT selected

3.2 ADAPT selected

3.3 Num. of layers

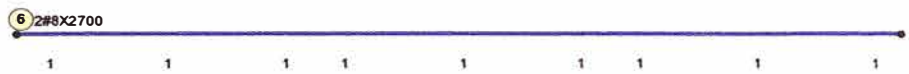


5 - BOTTOM REBAR

5.1 ADAPT selected

5.2 ADAPT selected

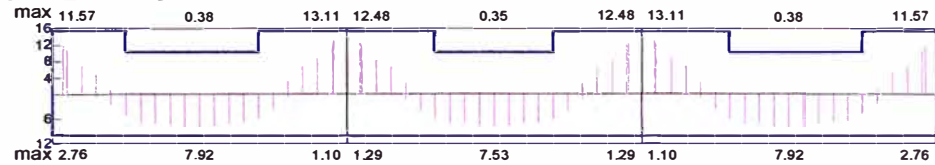
5.3 Num. of layers



6 - REQUIRED & PROVIDED BARS

6.1 Top Bars

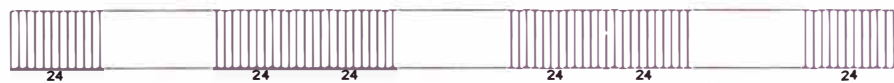
[cm²]
required
provided



6.2 Bottom Bars

7 - SHEAR STIRRUPS

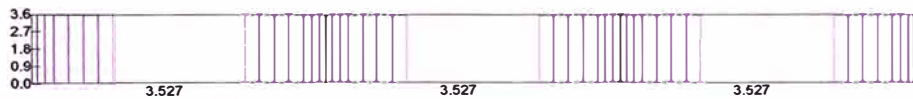
7.1 ADAPT selected.
Bar Size # 3 Legs: 2
Spacing [cm]



7.2 User-selected
Bar Size # Legs:



7.3 Required area
[cm²/m]



9 - DESIGN PARAMETERS

9.1 Code: American ACI318 (2014)/IBC (2015) $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (longitudinal) $f_y = 4.2 \text{ T/cm}^2$ (shear)

9.2 Rebar Cover: Top = 5 cm Bottom = 5 cm Rebar Table:

10 - MATERIAL QUANTITIES

CONCRETE

Total volume of concrete = 5.9 m³

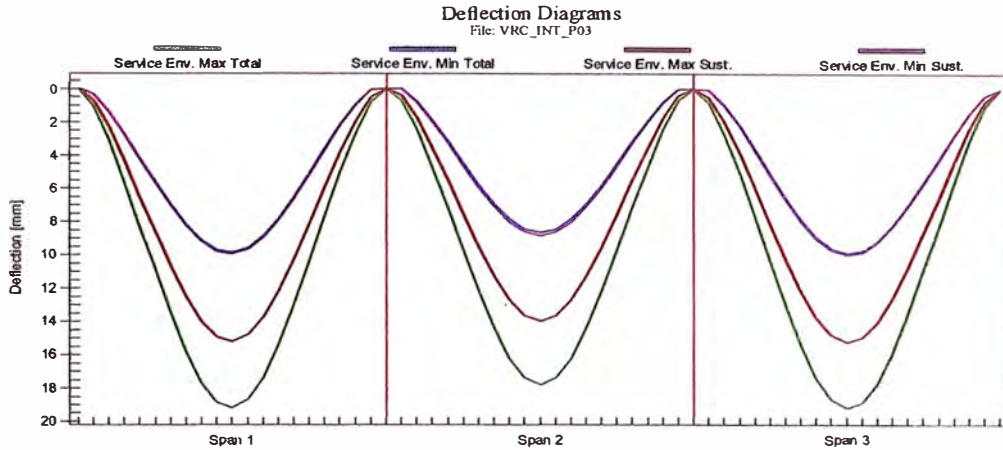
Area covered = 10.8 m²

MILD STEEL

Total weight of rebar = 498.3 kg

Average rebar usage = 46.136 kg/m², 83.884 kg/m³

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 282.50 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 2.00$
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

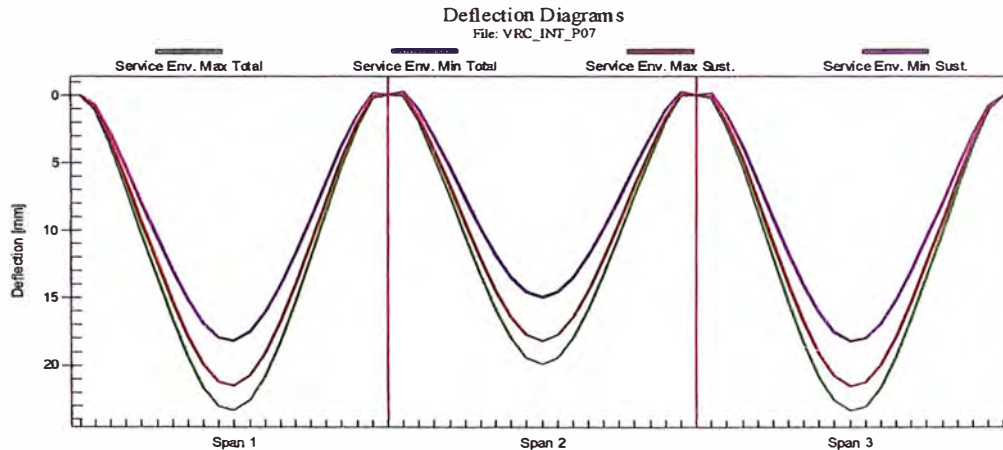
SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.3	1.0 (889)	0.6 (1584)	0.0 (*****)	1.5 (590)	1.9 (468)
2	0.2	0.3	0.9 (993)	0.5 (1644)	0.0 (*****)	1.4 (643)	1.8 (505)
3	0.2	0.3	1.0 (889)	0.6 (1584)	0.0 (*****)	1.5 (590)	1.9 (468)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.3	1.0 (889)	0.6 (1584)	0.0 (*****)	1.0 (889)	1.6 (569)
2	0.2	0.3	0.9 (993)	0.5 (1644)	0.0 (*****)	0.9 (993)	1.5 (619)
3	0.2	0.3	1.0 (889)	0.6 (1584)	0.0 (*****)	1.0 (889)	1.6 (569)

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 283.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 3.00$
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

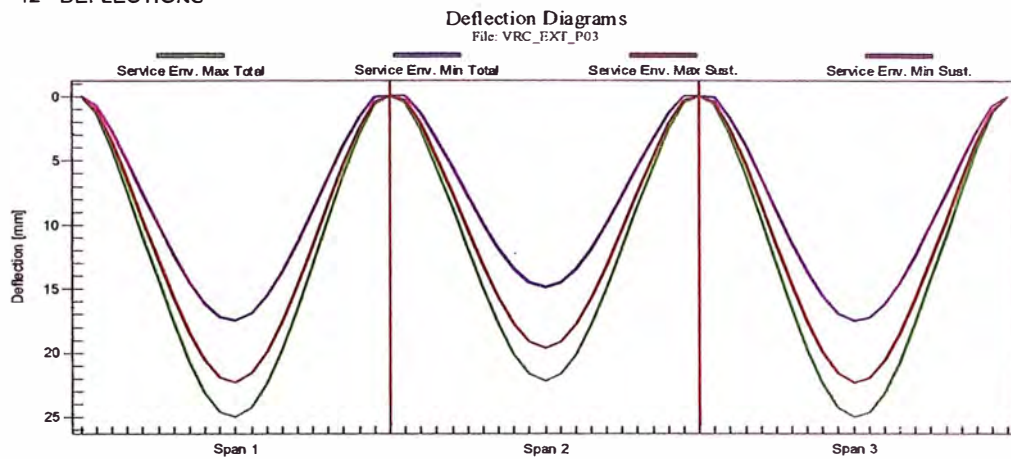
SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.5	1.8 (490)	0.3 (3402)	0.0 (*****)	2.2 (417)	2.3 (384)
2	0.2	0.4	1.5 (589)	0.2 (3668)	0.0 (*****)	1.8 (494)	2.0 (451)
3	0.2	0.5	1.8 (490)	0.3 (3402)	0.0 (*****)	2.2 (417)	2.3 (384)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.5	1.8 (490)	0.3 (3402)	0.0 (*****)	1.8 (490)	2.1 (428)
2	0.2	0.4	1.5 (589)	0.2 (3668)	0.0 (*****)	1.5 (589)	1.8 (508)
3	0.2	0.5	1.8 (490)	0.3 (3402)	0.0 (*****)	1.8 (490)	2.1 (428)

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 283.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 3.00$
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

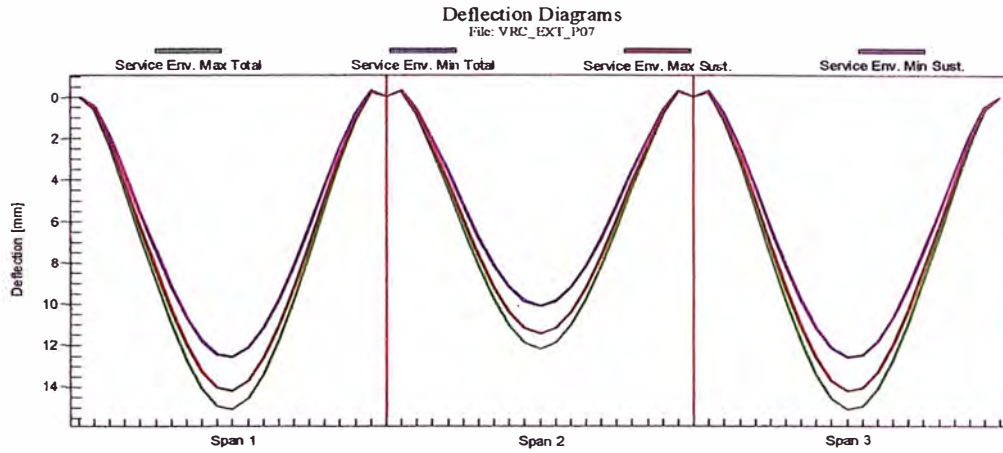
SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.1	0.4	1.8 (509)	0.4 (2324)	0.0 (*****)	2.2 (403)	2.5 (359)
2	0.1	0.4	1.5 (591)	0.4 (2451)	0.0 (*****)	2.0 (458)	2.2 (405)
3	0.1	0.4	1.8 (509)	0.4 (2324)	0.0 (*****)	2.2 (403)	2.5 (359)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.1	0.4	1.8 (509)	0.4 (2324)	0.0 (*****)	1.8 (509)	2.2 (418)
2	0.1	0.4	1.5 (591)	0.4 (2451)	0.0 (*****)	1.5 (591)	1.9 (476)
3	0.1	0.4	1.8 (509)	0.4 (2324)	0.0 (*****)	1.8 (509)	2.2 (418)

12 - DEFLECTIONS



14 - MAXIMUM SPAN DEFLECTIONS

Concrete's modulus of elasticity $E_c = 283.00 \text{ T/cm}^2$
 Creep factor $K = 3.00$
 Values in parentheses are (span/max deflection) ratios

14.1 - Maximum Span Deflections - Service Combination 1

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.3	1.3 (710)	0.1 (7016)	0.0(*****)	1.4 (633)	1.5 (596)
2	0.2	0.3	1.0 (878)	0.1 (8920)	0.0(*****)	1.1 (785)	1.2 (739)
3	0.2	0.3	1.3 (710)	0.1 (7016)	0.0(*****)	1.4 (633)	1.5 (596)

14.3 - Maximum Span Deflections - Service Combination 3

<.....DEFLECTION ARE ALL IN cm , DOWNWARD POSITIVE.....>

SPAN	DL	DL+SDL	DL+SDL +CREEP	LL	XL	SUSTAINED	TOTAL
1	0.2	0.3	1.3 (710)	0.1 (7016)	0.0(*****)	1.3 (710)	1.4 (645)
2	0.2	0.3	1.0 (878)	0.1 (8920)	0.0(*****)	1.0 (878)	1.1 (799)
3	0.2	0.3	1.3 (710)	0.1 (7016)	0.0(*****)	1.3 (710)	1.4 (645)

3. REPORTE DE DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

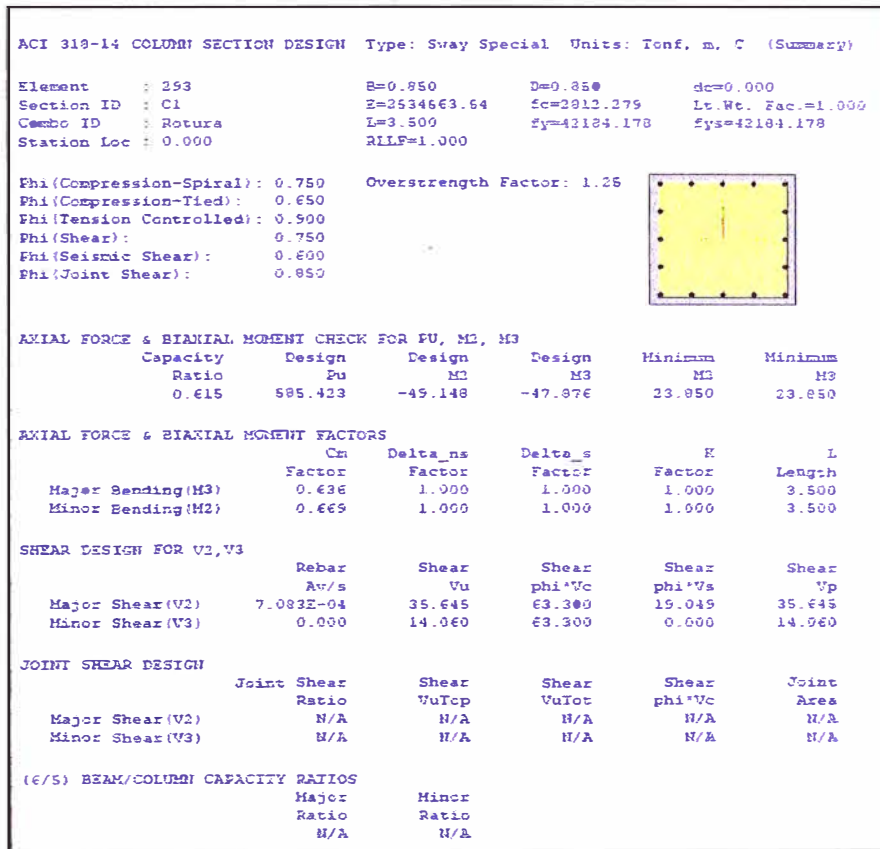


Figura 4.1 Sumario de diseño de Columna C1 - SAP2000 (t-m)

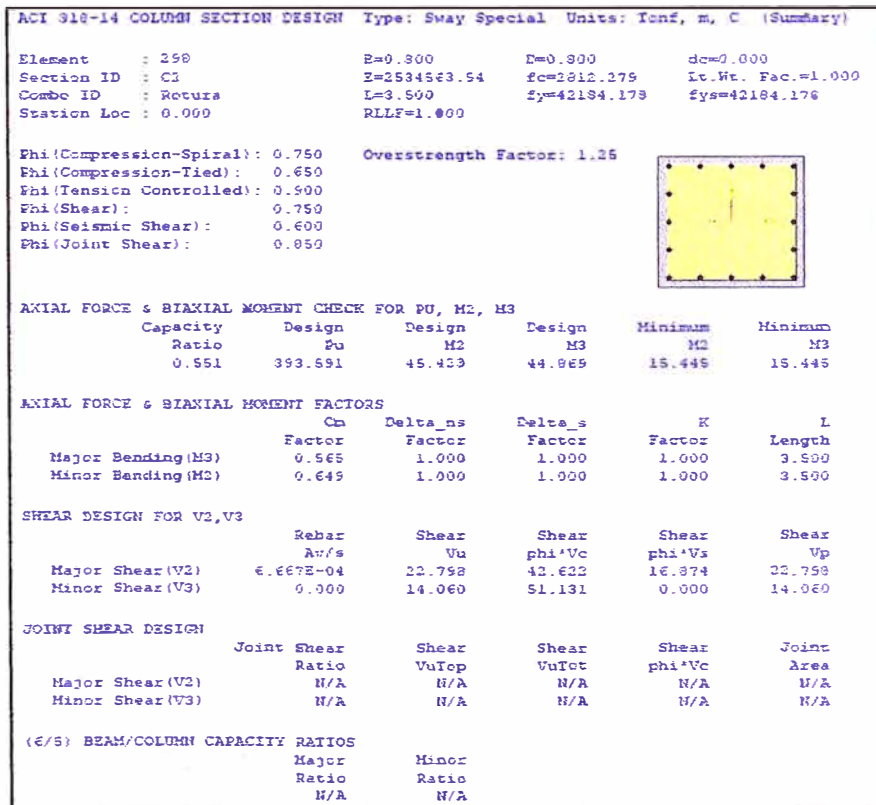


Figura 4.2 Sumario de diseño de Columna C2 - SAP2000 (t-m)

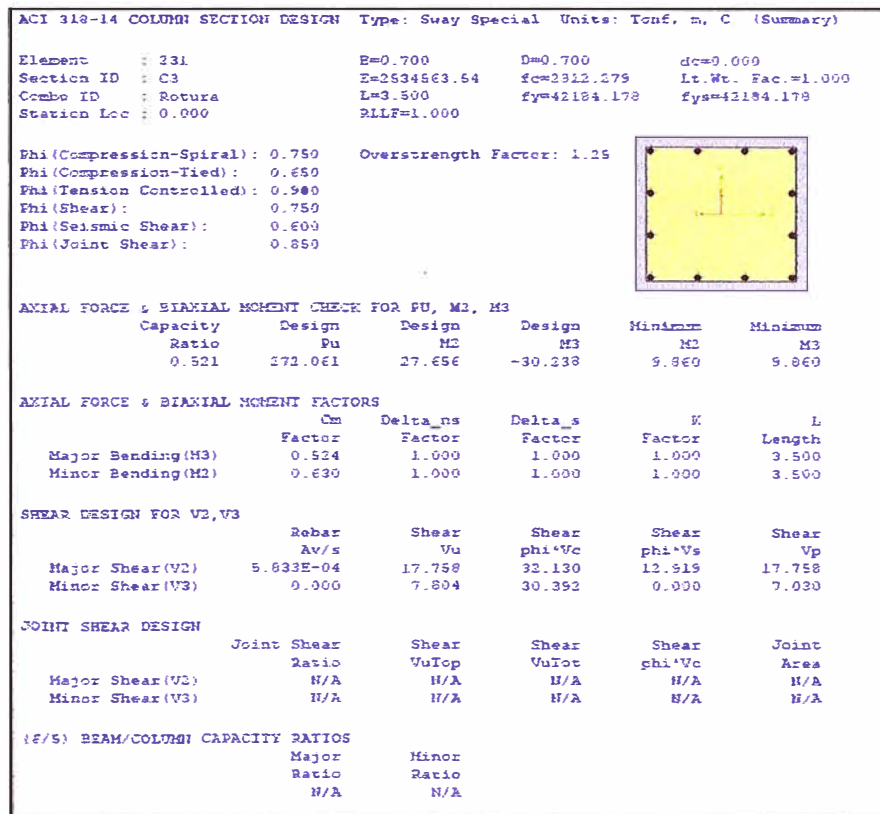


Figura 4.3 Sumario de diseño de Columna C3 - SAP2000 (T-m)

El refuerzo longitudinal en las columnas interiores C1 (0.85x0.85) y laterales C2 (0.80x0.80) requieren 81.55cm², entonces serán 16Ø1" (5 varillas a c/cara, mientras para las columnas esquinas C3 (0.70x0.70) requiere 61.12cm², entonces se obtiene 12Ø1" (4 varillas en c/cara).

4. APROXIMACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Se ha realizado la aproximación de la curva de capacidad a una curva bilineal, que se muestran en el la sección 5.5.1

- Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos RC

Tabla 52 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S7

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	460.047	502.793	530.982	548.821	559.780	566.526	570.708	573.289	574.875
0.6Vy	240.000	276.028	301.676	318.589	329.292	335.868	339.916	342.425	343.974	344.925
Δ1	34.300	40.180	43.842	46.782	48.742	48.742	50.531	51.511	51.511	51.511
Δ2	35.280	41.133	44.822	47.762	50.531	50.531	51.511	52.491	52.491	52.491
V1	235.765	275.495	298.979	316.065	327.410	327.410	336.427	340.889	340.889	340.889
V2	242.501	281.915	304.686	321.737	336.427	336.427	340.889	345.350	345.350	345.350
Δ0.6	34.916	40.259	44.305	47.218	49.116	50.420	51.297	51.848	52.189	52.398
Ke	6.874	6.856	6.809	6.747	6.704	6.661	6.626	6.604	6.591	6.583
Δy	58.194	67.099	73.842	78.697	81.859	84.033	85.495	86.414	86.981	87.329
Area Curva	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7	263762.7
Area	229335.176	241338.470	249759.924	255189.469	258598.603	260622.057	261829.859	262574.987	263035.212	263317.439
Error (%)	13.052%	8.502%	5.309%	3.250%	1.958%	1.191%	0.733%	0.450%	0.276%	0.169%

Tabla 53 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S6

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	465.354	513.109	545.044	565.478	578.185	585.934	590.600	593.418	595.112
0.6Vy	240.000	279.212	307.865	327.026	339.287	346.911	351.561	354.360	356.051	357.067
Δ1	28.560	33.600	36.885	39.405	41.085	41.925	41.925	43.499	43.499	43.499
Δ2	29.400	34.440	37.725	40.245	41.925	43.499	43.499	44.926	44.926	44.926
V1	237.332	278.741	305.419	323.970	335.525	341.302	341.302	351.826	351.826	351.826
V2	244.312	285.563	311.775	329.748	341.302	351.826	351.826	360.800	360.800	360.800
Δ0.6	28.881	33.658	37.208	39.849	41.632	42.764	43.459	43.902	44.171	44.333
Ke	8.310	8.296	8.274	8.207	8.150	8.112	8.089	8.072	8.061	8.054
Δy	48.135	56.097	62.014	66.416	69.387	71.273	72.432	73.170	73.618	73.888
Area Curva	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8	236004.8
Area Bilineal	202860.5	214039.8	222177.1	227476.3	230818.3	232883.3	234140.4	234884.2	235333.0	235602.3
Error (%)	14.044%	9.307%	5.859%	3.614%	2.198%	1.323%	0.790%	0.475%	0.285%	0.171%

Tabla 54 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S5

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	470.932	523.946	559.987	583.034	597.291	605.891	611.038	614.103	615.924
0.6Vy	240.000	282.559	314.368	335.992	349.820	358.375	363.534	366.623	368.462	369.554
Δ1	22.400	26.600	30.100	31.445	33.395	34.095	34.795	35.495	35.495	35.495
Δ2	23.100	27.300	30.800	32.695	34.095	34.795	35.495	36.195	36.195	36.195
V1	234.118	277.920	313.849	327.548	345.953	352.476	358.999	365.221	365.221	365.221
V2	241.434	285.142	320.981	339.429	352.476	358.999	365.221	371.225	371.225	371.225
Δ0.6	22.963	27.050	30.151	32.334	33.810	34.728	35.306	35.659	35.873	36.001
Ke	10.452	10.446	10.426	10.391	10.347	10.319	10.297	10.281	10.271	10.265
Δy	38.271	45.083	50.252	53.889	56.351	57.881	58.843	59.432	59.789	60.001
Area Curva	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4	205045.4
Area	174161.5	184298.2	191848.8	196940.1	200151.0	202135.1	203318.0	204022.3	204439.2	204687.2
Error (%)	15.062%	10.118%	6.436%	3.953%	2.387%	1.419%	0.842%	0.499%	0.296%	0.175%

Tabla 55 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S4

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	474.212	530.293	568.656	593.165	608.136	617.055	622.319	625.412	627.228
0.6Vy	240.000	284.527	318.176	341.193	355.899	364.882	370.233	373.392	375.247	376.337
Δ1	16.800	20.160	22.400	24.080	25.200	25.760	26.320	26.754	26.754	26.754
Δ2	17.360	20.720	22.960	24.640	25.760	26.320	26.754	27.314	27.314	27.314
V1	234.806	281.767	312.956	336.083	351.501	359.210	366.713	372.244	372.244	372.244
V2	242.633	289.594	320.665	343.792	359.210	366.713	372.244	379.101	379.101	379.101
Δ0.6	17.172	20.357	22.779	24.451	25.519	26.183	26.596	26.847	26.999	27.088
Ke	13.977	13.977	13.968	13.954	13.946	13.936	13.921	13.908	13.899	13.893
Δy	28.619	33.929	37.965	40.752	42.532	43.639	44.327	44.746	44.998	45.147
Area Curva	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7	168807.7
Area Bilineal	142390.2	150955.3	157419.7	161832.7	164651.9	166367.7	167379.8	167973.0	168319.0	168522.6
Error (%)	15.649%	10.576%	6.746%	4.132%	2.462%	1.445%	0.846%	0.494%	0.290%	0.169%

Tabla 56 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo RC-S3

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	482.316	547.431	593.759	624.296	643.496	655.248	662.311	666.506	668.978
0.6Vy	240.000	289.390	328.458	356.256	374.578	386.098	393.149	397.387	399.904	401.387
Δ1	11.340	13.860	15.540	16.800	18.002	18.422	18.842	18.842	19.262	19.262
Δ2	11.760	14.280	15.960	17.220	18.422	18.842	19.262	19.262	19.682	19.682
V1	235.566	287.914	322.812	348.986	373.513	381.749	389.886	389.886	398.023	398.023
V2	244.290	296.638	331.537	357.711	381.749	389.886	398.023	398.023	406.160	406.160
Δ0.6	11.553	13.931	15.812	17.150	18.056	18.647	19.011	19.229	19.359	19.436
Ke	20.773	20.773	20.773	20.773	20.745	20.706	20.681	20.666	20.657	20.652
Δy	19.256	23.218	26.353	28.583	30.094	31.078	31.684	32.049	32.265	32.393
Area Curva	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4	137997.4
Area	114445.5	121583.3	127230.0	131247.4	133879.9	135522.4	136525.8	137128.9	137487.5	137698.3
Error (%)	17.067%	11.894%	7.803%	4.891%	2.984%	1.793%	1.066%	0.629%	0.370%	0.217%

• Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos PT1

Tabla 57 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S7

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	493.137	566.214	616.888	649.260	668.827	680.274	686.844	690.573	692.674
0.6Vy	240.000	295.882	339.729	370.133	389.556	401.296	408.164	412.107	414.344	415.604
Δ1	31.948	39.788	46.648	51.160	54.100	55.866	56.846	56.846	56.846	57.826
Δ2	32.928	40.768	47.240	52.140	55.866	56.846	57.826	57.826	57.826	58.806
V1	234.770	290.013	338.346	369.219	389.248	401.177	407.766	407.766	407.766	414.346
V2	241.675	296.917	342.517	375.892	401.177	407.766	414.346	414.346	414.346	420.474
Δ0.6	32.691	40.621	46.845	51.295	54.146	55.884	56.905	57.492	57.826	58.027
Ke	7.342	7.284	7.252	7.216	7.195	7.181	7.173	7.168	7.165	7.162
Δy	54.484	67.702	78.074	85.491	90.243	93.139	94.842	95.821	96.376	96.712
Area Curva	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3	304510.3
Area Bilineal	246998.4	265209.3	279496.5	289327.3	295601.8	299386.3	301597.2	302866.0	303586.7	303983.8
Error (%)	18.887%	12.906%	8.214%	4.986%	2.925%	1.683%	0.957%	0.540%	0.303%	0.173%

Tabla 58 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S6

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	462.040	550.760	616.872	661.222	689.027	705.684	715.393	720.961	724.103
0.6Vy	240.000	277.224	330.456	370.123	396.733	413.416	423.410	429.236	432.577	434.462
Δ1	25.931	30.551	36.431	41.051	44.411	46.091	47.351	48.611	44.831	48.611
Δ2	26.351	30.971	36.851	41.471	44.831	46.511	47.771	49.031	45.671	49.031
V1	236.844	276.923	327.933	367.766	395.995	410.075	420.644	431.204	399.580	431.204
V2	240.488	280.567	331.577	371.346	399.515	413.604	424.164	434.657	406.620	434.657
Δ0.6	70.849	30.586	36.722	41.328	44.500	46.489	47.682	48.372	48.768	49.008
Ke	5.463	9.064	8.999	8.956	8.915	8.893	8.880	8.874	8.870	8.865
Δy	118.082	50.977	61.204	68.880	74.166	77.482	79.469	80.620	81.281	81.680
Area Curva	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5	275224.5
Area Bilineal	238268.7	230889.7	245727.8	256764.3	264118.3	268728.0	271489.2	273098.7	274030.2	274538.0
Error (%)	13.427%	16.109%	10.717%	6.707%	4.035%	2.360%	1.357%	0.772%	0.434%	0.249%

Tabla 59 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S5

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	503.197	588.089	649.386	689.650	714.508	729.282	737.866	742.784	745.583
0.6Vy	240.000	301.918	352.853	389.631	413.790	428.705	437.569	442.720	445.671	447.350
Δ1	20.335	25.935	30.835	33.635	36.435	37.835	38.535	39.235	39.235	39.235
Δ2	21.035	26.635	31.535	34.335	37.135	38.535	39.235	39.935	39.935	39.935
V1	237.001	298.178	351.694	382.144	412.208	427.123	434.523	441.933	441.933	441.933
V2	244.646	305.823	359.340	389.658	419.722	434.523	441.933	449.333	449.333	449.333
Δ0.6	20.610	26.278	30.941	34.333	36.582	37.985	38.823	39.310	39.589	39.747
Ke	11.645	11.490	11.404	11.349	11.311	11.286	11.271	11.262	11.258	11.255
Δy	34.349	43.796	51.569	57.221	60.971	63.308	64.705	65.516	65.981	66.246
Area Curva	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4
Area Bilineal	188658.7	203072.3	214929.2	223475.1	229074.5	232523.6	234570.3	235760.0	236440.7	236828.7
Error (%)	20.508%	14.435%	9.439%	5.838%	3.479%	2.026%	1.163%	0.662%	0.375%	0.212%

Tabla 60 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S4

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	521.845	786.480	815.667	833.083	843.226	849.050	852.368	854.247	855.311
0.6Vy	240.000	313.107	471.888	489.400	499.850	505.936	509.430	511.421	512.548	513.187
Δ1	13.199	17.119	27.147	28.267	28.827	29.387	29.387	29.387	29.387	29.387
Δ2	13.759	17.679	27.707	28.827	29.387	29.947	29.947	29.947	29.947	29.947
V1	239.734	304.278	469.267	487.417	496.492	505.567	505.567	505.567	505.567	505.567
V2	248.955	313.499	478.342	496.492	505.567	514.642	514.642	514.642	514.642	514.642
Δ0.6	13.215	17.656	27.309	28.390	29.035	29.410	29.626	29.749	29.818	29.858
Ke	18.161	17.734	17.280	17.239	17.216	17.203	17.196	17.191	17.189	17.188
Δy	22.026	29.426	45.515	47.316	48.391	49.017	49.376	49.581	49.697	49.763
Area Curva	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2	220050.2
Area Bilineal	168670.8	146007.8	212176.0	215450.0	217403.2	218540.8	219193.6	219566.2	219776.5	219895.7
Error (%)	23.349%	33.648%	3.578%	2.091%	1.203%	0.686%	0.389%	0.220%	0.124%	0.070%

Tabla 61 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT1-S3

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	529.329	648.261	742.989	810.167	853.983	881.022	897.139	906.550	911.983
0.6Vy	240.000	317.597	388.957	445.794	486.100	512.390	528.613	538.283	543.930	547.190
Δ1	7.866	10.806	13.326	15.846	17.106	18.366	18.786	19.206	19.626	19.626
Δ2	8.286	11.226	13.746	16.266	17.526	18.786	19.206	19.626	20.046	20.046
V1	238.447	314.316	379.346	444.377	476.892	509.407	520.246	531.084	541.922	541.922
V2	249.285	325.154	390.185	455.215	487.730	520.246	531.084	541.922	552.623	552.623
Δ0.6	7.926	10.933	13.698	15.901	17.463	18.481	19.110	19.485	19.705	19.833
Ke	30.280	29.050	28.395	28.036	27.837	27.725	27.662	27.626	27.604	27.590
Δy	13.210	18.222	22.830	26.501	29.104	30.802	31.850	32.475	32.841	33.054
Area Curva	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8	181463.8
Area Bilineal	137127.5	148171.8	158327.9	166417.1	172153.4	175894.6	178203.9	179580.1	180382.7	180845.7
Error (%)	24.433%	18.346%	12.750%	8.292%	5.131%	3.069%	1.796%	1.038%	0.596%	0.341%

• Curva bilineal de la curva de capacidad de los modelos PT2

Tabla 62 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S7

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	465.536	538.108	589.736	623.788	645.112	658.086	665.822	670.379	673.044
0.6Vy	240.000	279.321	322.865	353.842	374.273	387.067	394.852	399.493	402.227	403.826
Δ1	31.951	37.831	43.711	48.359	52.279	53.259	55.183	56.163	56.163	57.143
Δ2	32.931	38.811	44.691	49.339	53.259	55.183	56.163	57.143	57.143	58.123
V1	235.092	276.578	318.067	348.849	373.539	379.521	391.145	397.010	397.010	402.876
V2	242.007	283.492	324.981	355.021	379.521	391.145	397.010	402.876	402.876	408.741
Δ0.6	32.646	38.219	44.391	49.152	52.400	54.508	55.802	56.578	57.035	57.302
Ke	7.352	7.308	7.273	7.199	7.143	7.101	7.076	7.061	7.052	7.047
Δy	54.410	63.699	73.984	81.920	87.333	90.847	93.004	94.297	95.058	95.503
Area Curva	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3	300073.3
Area Bilineal	257830.5	259603.7	273803.6	283692.7	290154.3	294157.5	296586.8	298033.6	298885.1	299383.6
Error (%)	14.077%	13.487%	8.754%	5.459%	3.306%	1.971%	1.162%	0.680%	0.396%	0.230%

Tabla 63 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S6

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	492.526	566.322	618.544	652.831	674.301	687.284	694.970	699.466	702.081
0.6Vy	240.000	295.516	339.793	371.126	391.699	404.580	412.370	416.982	419.680	421.249
Δ1	25.934	32.654	37.694	41.474	43.994	45.674	46.934	47.354	47.774	47.774
Δ2	26.354	33.074	38.114	41.894	44.414	46.094	47.354	47.774	48.194	48.194
V1	237.122	295.499	339.218	369.937	389.441	402.443	412.195	415.446	418.663	418.663
V2	240.770	299.147	342.745	373.187	392.691	405.694	415.446	418.663	421.880	421.880
Δ0.6	26.265	32.656	37.762	41.627	44.285	45.950	46.956	47.554	47.906	48.111
Ke	9.138	9.049	8.998	8.915	8.845	8.805	8.782	8.769	8.760	8.756
Δy	43.775	54.426	62.937	69.379	73.809	76.583	78.260	79.257	79.844	80.186
Area Curva	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9	269707.9
Area Bilineal	219040.4	234563.0	246937.3	255542.6	261120.5	264612.9	266725.0	267974.3	268703.3	269127.5
Error (%)	18.786%	13.031%	8.443%	5.252%	3.184%	1.889%	1.106%	0.643%	0.372%	0.215%

Tabla 64 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S5

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	502.866	587.835	649.212	689.540	714.442	729.243	744.126	746.341	747.594
0.6Vy	240.000	301.719	352.701	389.527	413.724	428.665	437.546	446.475	447.805	448.557
Δ1	35.035	25.935	30.835	33.635	36.435	37.835	38.535	39.235	39.235	39.235
Δ2	35.735	26.635	31.535	34.335	37.135	38.535	39.235	39.935	39.935	39.935
V1	397.171	298.178	351.694	382.144	412.208	427.123	434.523	441.933	441.933	441.933
V2	404.695	305.823	359.340	389.658	419.722	434.523	441.933	449.333	449.333	449.333
Δ0.6	20.411	26.259	30.927	34.323	36.576	37.981	38.821	39.665	39.790	39.862
Ke	11.758	11.490	11.404	11.349	11.311	11.286	11.271	11.256	11.254	11.253
Δy	34.019	43.766	51.545	57.205	60.960	63.302	64.701	66.108	66.317	66.436
Area Curva	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4	237331.4
Area Bilineal	188783.2	203025.9	214893.9	223451.0	229059.3	232514.4	232584.8	236626.8	236933.7	237107.0
Error (%)	20.456%	14.455%	9.454%	5.849%	3.485%	2.030%	2.000%	0.297%	0.168%	0.095%

Tabla 65 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S4

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	529.229	648.574	749.261	828.235	889.299	937.788	978.317	1014.196	1047.582
0.6Vy	240.000	317.538	389.144	449.556	496.941	533.579	562.673	586.990	608.517	628.549
Δ1	13.199	29.439	20.479	23.279	25.519	26.639	27.199	27.759	27.759	28.319
Δ2	13.759	29.999	21.039	23.839	26.079	27.199	27.759	28.319	28.319	28.879
V1	239.734	506.727	359.601	405.704	442.586	461.049	470.269	479.490	479.490	488.710
V2	248.955	515.659	368.822	414.924	451.828	470.269	479.490	488.710	488.710	497.795
Δ0.6	13.215	17.578	22.274	25.943	28.813	31.044	32.811	34.288	35.596	36.939
Ke	18.161	18.065	17.471	17.329	17.247	17.188	17.149	17.119	17.095	17.016
Δy	22.026	29.296	37.123	43.238	48.021	51.741	54.686	57.147	59.326	61.565
Area Curva	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4	220004.4
Area Bilineal	166282.8	179521.3	190439.8	199026.4	204897.8	208628.9	210890.2	212221.4	212992.9	213433.2
Error (%)	24.418%	18.401%	13.438%	9.535%	6.866%	5.171%	4.143%	3.538%	3.187%	2.987%

Tabla 66 Aproximación bilineal de la curva de capacidad del Modelo PT2-S3

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	400.000	522.053	632.283	719.039	780.305	820.369	845.246	860.187	869.040	874.225
0.6Vy	240.000	313.232	379.370	431.423	468.183	492.221	507.148	516.112	521.424	524.535
Δ1	7.869	10.389	13.329	15.291	16.551	17.391	18.651	18.651	18.651	19.071
Δ2	8.289	10.809	13.749	15.711	16.971	17.811	19.071	19.071	19.071	19.491
V1	238.572	303.636	379.473	429.538	461.234	482.365	513.901	513.901	513.901	524.119
V2	249.416	314.480	390.244	440.103	471.799	492.930	524.119	524.119	524.119	534.107
Δ0.6	7.924	10.760	13.325	15.366	16.827	17.783	18.374	18.742	18.960	19.089
Ke	30.288	29.110	28.471	28.076	27.823	27.679	27.602	27.538	27.501	27.479
Δy	13.207	17.934	22.208	25.610	28.046	29.638	30.623	31.237	31.601	31.814
Area Curva	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1	176195.1
Area Bilineal	135001.8	145477.7	154936.2	162361.0	167590.4	171009.4	173134.5	174400.2	175150.2	175588.4
Error (%)	23.379%	17.434%	12.066%	7.852%	4.884%	2.943%	1.737%	1.019%	0.593%	0.344%

5. REPORTE DE NIVEL DE DAÑO EN LAS ROTULAS PLÁSTICAS

Se muestra las tablas del estado de las rotulas según el reporte proporcionado por el programa de análisis SAP2000. Se muestra el reporte para el modelo PT1-S7 donde se muestran los estados en cada rotula plástica de cada elemento tanto vigas como columnas como se muestra en las Tabla 67 y Tabla 68

Tabla 67 Reporte del estado de rotulas en las columnas en Modelo PT1

OutputCa	AssignHin	P	M2	M3	U1Plast	R2Plastic	R3Plast	HingeSta	HingeStat
Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	m	Radians	Radians	Text	Text
AENL	C3-1	-83.6375	-0.01262	108.08424	0.002766	0	0.023498	C to D	>CP
AENL	C3-1	-79.558	2.21143	30.37242	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-2	-71.0692	-2.28529	60.2964	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-2	-66.9896	2.3592	4.13524	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-3	-58.5393	-2.10194	33.26524	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-3	-54.4597	2.41582	5.24428	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-4	-45.99	-2.07906	10.39437	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-4	-41.9104	2.43016	5.04542	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-5	-33.3768	-2.02843	1.48355	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-5	-29.2973	2.44325	5.03496	0.001153	0.000083	0	B to C	A to IO
AENL	C3-6	-20.7834	-1.8676	-4.3531	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-6	-16.7039	2.6059	4.29095	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-7	-8.0558	-1.44055	-6.03814	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-7	-3.9763	2.322	6.79105	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-1	-109.3447	0.00076	166.59138	0.002909	2.601E-10	0.023679	C to D	>CP
AENL	C2e-1	-104.0163	0.05867	36.64392	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-2	-93.8797	0.44562	102.00214	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-2	-88.5513	-0.0425	3.73603	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-3	-78.4272	0.25279	59.69887	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-3	-73.0988	0.0292	6.64244	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-4	-62.9839	0.31172	20.24471	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C3-4	-57.6555	0.04194	6.42912	0.000226	0	0	B to C	A to IO
AENL	C2e-5	-47.3238	0.56394	-0.84406	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-5	-41.9854	0.12997	6.09997	0.001593	0	0	B to C	A to IO
AENL	C2e-6	-31.3212	1.42786	-6.73911	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-6	-25.9928	0.12562	5.02156	0.000134	0	0	B to C	A to IO
AENL	C2e-7	-15.2341	1.35443	-7.83685	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-7	-9.9057	0.07752	13.20094	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-1	-109.3281	0.11471	166.59138	0.002909	0.00000142	0.023679	C to D	>CP
AENL	C2e-1	-103.9997	0.20154	36.64392	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-2	-93.8619	-0.10806	102.00214	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-2	-88.5335	0.36211	3.73603	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-3	-78.4048	0.05475	59.69887	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-3	-73.0764	0.29433	6.64244	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-4	-62.961	0.03154	20.24471	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-4	-57.6326	0.31748	6.42912	0.000222	0.000013	0	B to C	A to IO
AENL	C2e-5	-47.3092	0.05499	-0.84406	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-5	-41.9709	0.25032	6.09997	0.001594	0.00002	0	B to C	A to IO
AENL	C2e-6	-31.3115	0.05301	-6.73911	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	C2e-6	-25.9831	0.58285	5.02156	0.000134	0.000027	0	B to C	A to IO

Tabla 68 Reporte del estado de rotulas en las vigas postensadas en Modelo PT1

OutputCa	AssignHin	P	M2	M3	U1Plast	R2Plastic	R3Plast	HingeSta	HingeStat
Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	m	Radians	Radians	Text	Text
AENL	VPeAD	0	0	40.16292	0	0	0.027294	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-4.56938	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeAD	0	0	40.58747	0	0	0.028045	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-2.34157	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeAD	0	0	40.33203	0	0	0.026039	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-2.10653	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeAD	0	0	39.61663	0	0	0.02168	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-2.07201	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeAD	0	0	38.26769	0	0	0.011715	B to C	IO to LS
AENL	VPeBC	0	0	-1.98099	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeAD	0	0	37.56529	0	0	0.006711	B to C	IO to LS
AENL	VPeBC	0	0	-1.77173	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAeAD	0	0	30.61847	0	0	0.003408	B to C	IO to LS
AENL	VAeBC	0	0	-0.78608	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	39.44976	0	0	0.02732	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-3.10978	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	39.87586	0	0	0.028328	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-3.52371	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	39.38451	0	0	0.026331	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-3.57098	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	38.86205	0	0	0.021845	B to C	>CP
AENL	VPeBC	0	0	-3.54383	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	37.4773	0	0	0.011813	B to C	IO to LS
AENL	VPeBC	0	0	-3.54678	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	36.55177	0	0	0.006981	B to C	IO to LS
AENL	VPeBC	0	0	-3.56959	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAeBC	0	0	-1.82561	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAeBC	0	0	29.56765	0	0	0.00393	B to C	IO to LS
AENL	VPeBC	0	0	39.32041	0	0	0.02556	B to C	>CP
AENL	VPeAD	0	0	-1.67144	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	39.57973	0	0	0.026818	B to C	>CP
AENL	VPeAD	0	0	-5.02432	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	39.29728	0	0	0.024788	B to C	>CP
AENL	VPeAD	0	0	-5.20529	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	38.50943	0	0	0.020396	B to C	>CP
AENL	VPeAD	0	0	-5.22181	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	37.14591	0	0	0.010404	B to C	IO to LS
AENL	VPeAD	0	0	-5.30426	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPeBC	0	0	36.21848	0	0	0.005531	B to C	IO to LS
AENL	VPeAD	0	0	-5.61997	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAeAD	0	0	-3.46818	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAeBC	0	0	29.47584	0	0	0.002937	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	79.05039	0	0	0.023514	C to D	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-6.05575	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	79.35094	0	0	0.02405	C to D	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-3.59581	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	79.3976	0	0	0.022008	C to D	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-3.12456	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	79.00703	0	0	0.017236	B to C	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-3.06633	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	79.02782	0	0	0.006458	B to C	IO to LS
AENL	VPIBC	0	0	-2.90411	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIAD	0	0	78.96334	0	0	0.001417	B to C	A to IO
AENL	VPIBC	0	0	-2.62951	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VAiAD	0	0	37.00447	0	0	0.002564	B to C	A to IO
AENL	VAIBC	0	0	-5.65089	0	0	0	A to B	A to IO
AENL	VPIBC	0	0	58.65899	0	0	0.025586	B to C	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-4.73332	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIBC	0	0	58.86767	0	0	0.026387	B to C	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-5.17487	0	0	0	B to C	A to IO
AENL	VPIBC	0	0	58.64704	0	0	0.024474	B to C	>CP
AENL	VPIBC	0	0	-5.26311	0	0	0	B to C	A to IO